

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

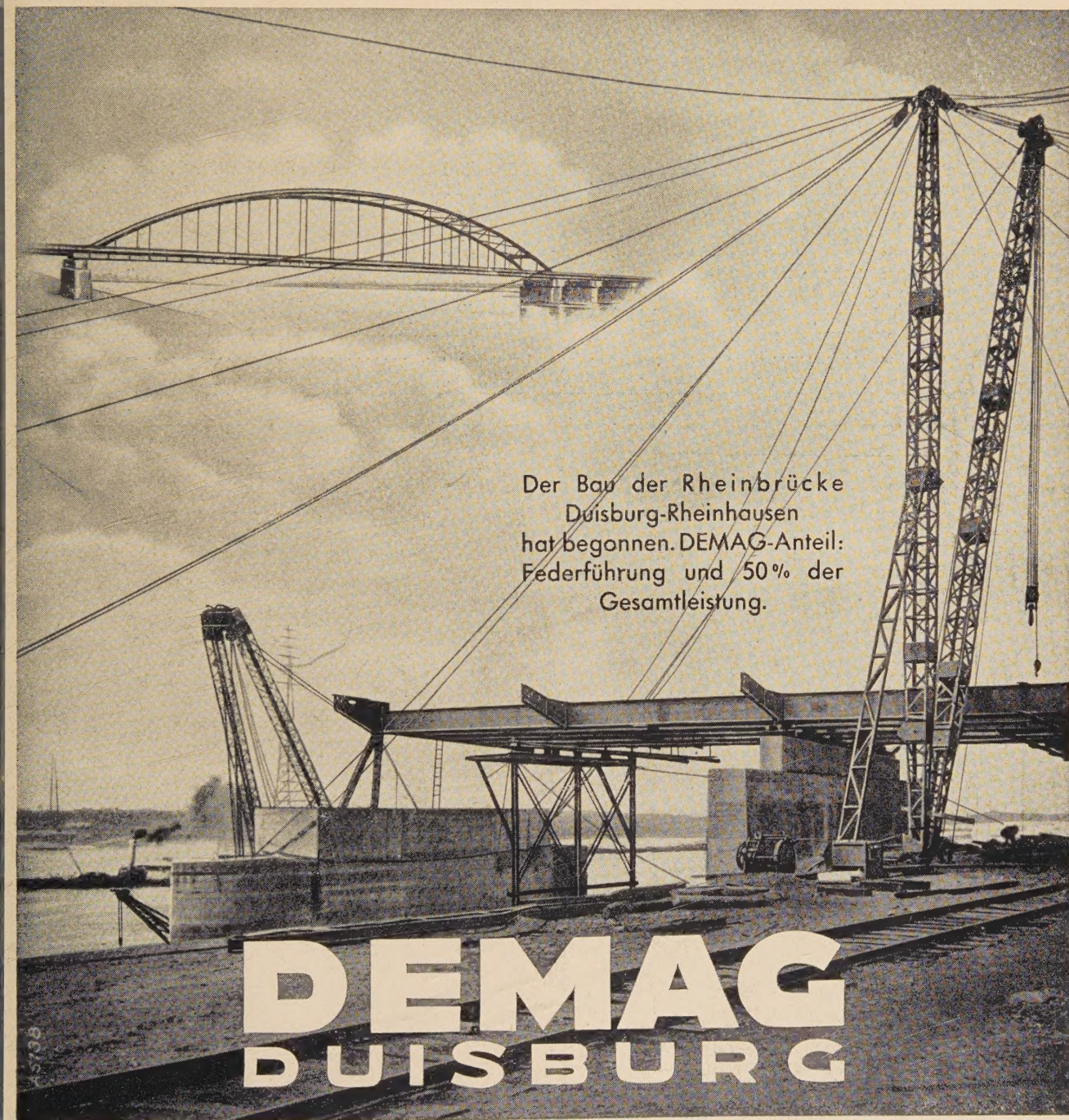
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

24. JAHRGANG

1949

HEFT 2



Inhaltsübersicht auf Umschlagseite II

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt-Eberstadt, Steinern Kreuzweg 8.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, (1) Berlin-Nikolassee,
Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350

und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt jede Buchhandlung und jedes Postamt entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

werden vom Springer-Verlag, Bln.-Charlottenburg 2, angenommen. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

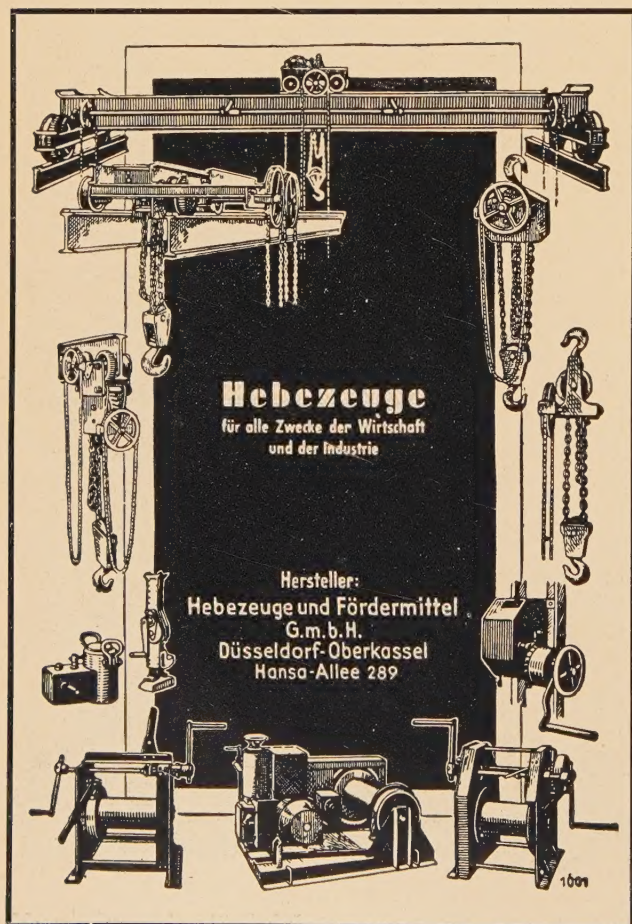
Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.

INHALT:

Konstruktive Gesichtspunkte beim Wiederaufbau des Hamburger Hafens. Von Baudirektor Dr.-Ing. Arved Bolle, Hamburg.	33
Bergung und Wiederherstellung der Emsbrücke Leerort. Von Dr.-Ing. Wilhelm Klingenberg, Offenbach a. M.	39
Risse an Schwerkraftstaumauern und ihre Verhinderung. Von Prof. Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.	44
Vom Wiederaufbau kriegszerstörter Straßenbrücken in Hessen. Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Walter Wolf, Wiesbaden.	48

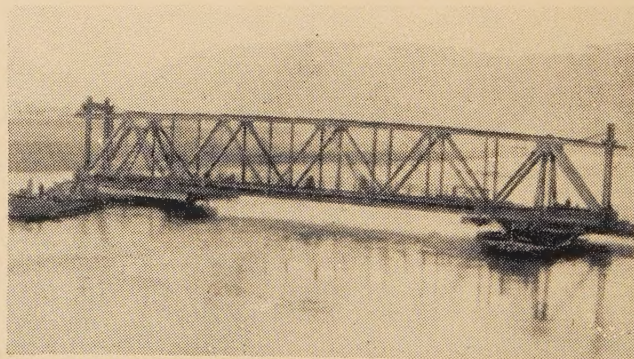
Über die Dehnung von Drahtseilen für Hängebrücken. Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Berlin.	52
Kurze Technische Berichte:	
Biegsame Betonmatten für Uferbefestigungen.	58
Die Roß-Talsperre.	59
Interessante Schwimmdockbauten in den USA.	60
Abbau zweier Brücken in Belutschistan.	62
Straßenbrücke über den Ganges bei Kalkutta.	63
Persönliches.	64



Hebezeuge
für alle Zwecke der Wirtschaft
und der Industrie

Hersteller:
Hebezeuge und Fördermittel
G.m.b.H.
Düsseldorf-Oberkassel
Hansa-Allee 289

SEIBERT STAHLBAU ASCHAFFENBURG



Einschwimmen eines Stromüberbaues

Konstruktive Gesichtspunkte beim Wiederaufbau des Hamburger Hafens.

Von Baudirektor Dr.-Ing. Arved Bolle, Hamburg.

Übersicht: Allgemeines, Kaimauern, Pfahlwerke (Reibpfähle u. Dükdalben), Kaikerschnitte, Kaischuppen, Gleisanlagen, Kaikrane, Schlußbemerkung.

Der Hamburger Hafen war im Verlauf des letzten Krieges insgesamt 42 schweren Luftangriffen ausgesetzt. Nach einer britischen Quelle sind 3 000 Minen und über 30 000 t hochexplosive Sprengstoffe zum Abwurf gekommen, mit dem Erfolg, daß am Ende des Krieges 6,15 km Seeschiffskaimauern, 665 000 m² Kaischuppenfläche, 595 000 m² Speicherfläche, 305 km Hafenbahngleise, 94 Eisenbahn-, Straßen- und Landebrücken sowie 615 Stückgutkaikrane beschädigt oder zerstört waren, ohne daß damit die Aufzählung etwa erschöpft wäre. Der Wiederaufbau wurde unmittelbar nach der Kapitulation zunächst behelfsmäßig, nach wenigen Monaten aber planmäßig in Angriff genommen. Sein vorläufiges Ziel ist die Wiederherstellung einer Kapazität von 70 v. H. des Hafenumschlags von 1936; er konnte bis heute so durchgeführt werden, daß dem wieder in Gang gekommenen und sich ständig steigenden Verkehr, auch bei Spitzen, jeweils die erforderlichen Umschlaganlagen zur Verfügung gestanden haben. Trotzdem wird im Hafen noch über Jahre hin gebaut werden müssen, und es kann daher heute erst ein Teil der konstruktiven Fragen und auch diese keineswegs abgeschlossen aufgezeigt werden.

Konstruktive Fragen größeren Umfanges ergeben sich naturnotwendig bei jedem Wiederaufbau, weil es gewissermaßen nur im Ausnahmefall möglich ist, den alten Zustand wieder herzustellen. Unter einer Anzahl Möglichkeiten lassen sich zwei Hauptfälle herauschälen:

a) Betrieblich gesehen, wäre eine Wiederherstellung des alten Zustandes ausreichend; bautechnisch ergeben sich aber je nach Grad der Zerstörung und den davon abhängenden Möglichkeiten erhebliche Veränderungen.

b) Grundsätzliche Veränderungen in der Abwicklung des Hafenbetriebs lassen die Wiederherstellung des Bauwerks im bisherigen Zustand nicht zu, und es ergeben sich aus diesem Grunde bautechnische Änderungen.

Von den unter b) angedeuteten grundsätzlichen, sich auf den Hafenbetrieb auswirkenden Veränderungen müssen in diesem Zusammenhang erwähnt werden:

1. Die Notwendigkeit, die Umschlaganlagen dem im Laufe des Krieges erheblich größer gewordenen Regelfrachtschiff des Weltverkehrs* anzupassen, wirkt sich auf die Kaimauer aus.

2. Der Entschluß der Hafenverwaltung, an den öffentlichen Umschlaganlagen statt der bisher üblichen Halbportalkrane Vollportalkrane zu verwenden, wirkt sich außer auf die Krane selbst auf die Kaibreiten und Schuppenkonstruktionen aus.

3. Die ständig wachsende Bedeutung des Zubringers Eisenbahn erfordert Veränderungen hinsichtlich der Gleisausrüstung.

* Die Schiffsverluste, die der letzte Krieg in fast allen Handelsflotten der Welt verursacht hat, haben als Ausgleich eine starke Neubautätigkeit zur Folge gehabt. In Verbindung damit zeigt sich in verstärktem Maß die schon früher im Schiffbau erkennbare Tendenz zu größeren Schiffseinheiten. War vor dem Kriege für das Regelfrachtschiff des Weltverkehrs ein Tiefgang bis zu etwa 7 m anzusetzen, sind heute die Typen der Liberty- und Victory-Schiffe mit etwa 9000 t Tragfähigkeit und rd. 8 m Tiefgang als richtungsweisend anzusehen. Ermittlungen bei Neubauwerften des Auslandes bestätigen, daß in den nächsten Jahren Schiffe in Fahrt kommen werden, welche Tiefgänge von etwa 8,4 m aufweisen und damit Wassertiefen in den Hafenbecken von 9,5 m erfordern werden. An dieser Entwicklung kommt kein neuzeitlicher Hafen vorbei, so daß Kaibauten über den Rahmen des reinen Wiederaufbaus hinaus erstellt werden müssen.

Kaimauern.

Wenn man überhaupt bei Hafenbauwerken von einer Wertigkeit sprechen will, so sind Kaimauern an erster Stelle zu nennen. Von diesen waren in Hamburg insgesamt mehrere Kilometer zerstört. Die entstandenen Schäden beruhen jedoch nur zu einem kleinen Teil auf unmittelbaren Bombenvolltreffern. In der Mehrzahl der Fälle sind nur mittelbare Einwirkungen wie Detonationen von Bomben in Hafenbecken vor den Kais oder hinter denselben an Land, dabei zum Teil unter Grundwasser, die Ursachen der Schäden. Es war daher folgerichtig, daß einer Wiederherstellung bzw. einem vielfach notwendigen völligen Neubau Untersuchungen vorauszugehen hatten, die außer dem Umfang jeweils auch der besonderen Art und der Ursache der Zerstörung im einzelnen nachgingen, um daraus entsprechende Nutzenanwendungen für die Neukonstruktion zu ziehen. Da hierbei Erwägungen bodenkundlicher Art im Vordergrund standen, wurde das Erdbauinstitut von Prof. Dr.-Ing. L o o s, Hamburg, zu gutachtlichen Äußerungen über die Standsicherheit der durch Kriegeinwirkungen zerstörten Hamburger Kaimauern herangezogen; insgesamt wurden 16 Untersuchungen durchgeführt.

Die untersuchten Kaimauern sind durchweg vom Typ der bis etwa 1928 in Hamburg üblichen Bauweise der Schwergewichtsmauer auf hohem Pfahlrost mit Spundwand an der Rückseite. Der Bodenaufbau ist derart, daß unter dem hinter der Mauer aufgeschütteten Sandboden Klei- und Torfschichten liegen, die von diluvialen Sanden mit einer durchschnittlichen Mächtigkeit von 20 m getragen werden. Darunter befinden sich als Übergang eine Geröllschicht und Geschiebemergel. Die Hafensohle liegt in den diluvialen Sanden. Die nach neuzeitlichen Gesichtspunkten durchgeführte erdstatische Untersuchung hat ergeben, daß sich die Mauern in einem Grenzzustand befinden. Sobald anormale Bedingungen etwa durch zusätzliche Belastung oder niedrigen Wasserstand oder auch durch Erschütterungen eintreten, ist die Standsicherheit der Mauern gefährdet. Während die Tragfähigkeit der Pfähle an sich nicht überzogen ist, ist die Gründungstiefe nicht ausreichend. Stellenweise weisen die Geländesprünge im ganzen gegen Gleiten oder in anderen Fällen die Mauer gegen Verschieben zu geringe Sicherheiten auf. Wenn trotzdem bei den Mauern bis zu den Luftangriffen Bewegungen nicht eingetreten sind, so ist dies nach der gutachtlichen Äußerung des Instituts auf die in dem diluvialen Sand vorhandene Verkittung (Kohäsion) und Verspannung der Sandkörper zwischen den dichtstehenden Pfählen zurückzuführen; diese Verkittung und Verspannung ist versuchsmäßig nicht nachzuweisen. Es ist anzunehmen, daß sie durch die bei den Detonationen verursachten Erschütterungen aufgehoben worden sind. Weiterhin ist anzunehmen, daß durch die Erschütterungen die Sande unter Wasser durch Umlagerung der Bodenkörner und Porenwasserüberdruck vorübergehend an innerer Reibung verloren.

Die bei den Mauern eingetretenen Bewegungen lassen sich auf 3 Fälle zurückführen: Die Abb. 1a und b (Kaimauer am Australiakai vor Schuppen 53) zeigt als Fall 1 die Rutschung des gesamten Geländesprungs. Die Mauer

war zu flach gegründet, um die Rutschung aufzuhalten und wurde bei gleichzeitiger Drehung und 50 cm Setzung um 2,40 m nach vorn gedrückt. Da der Boden hinter der Kaimauer sackte und stellenweise durch die beschädigte

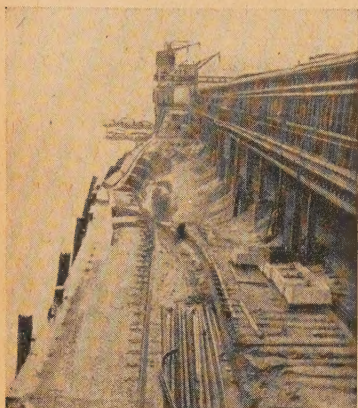


Abb. 1a und b. Zerstörte Kaimauer am Australiakai. — Rutschung des Geländesprungs auf einer gekrümmten Gleitfläche (Fall 1).

Spundwand ins Hafenbecken gespült wurde, neigte sich die Mauer stark nach rückwärts.

Fall 2 (Kaimauer am Kamerunkai) dagegen zeigt eine Parallelverschiebung der Mauer durch Nachgeben des Bodens vor den Pfählen; im vorliegenden Fall betrug die Verschiebung fast einen Meter, wogegen eine Setzung von nur 12 cm eintrat. Die Nachprüfung der Standicherheit hat ergeben, daß in diesem Fall der Boden vor den Pfählen ohne Mitwirkung der Kohäsion nicht in der Lage gewesen wäre, dem Horizontalschub der auf den Stützkörper wirkenden Erd-, Wasser- und Strömungsdrucke

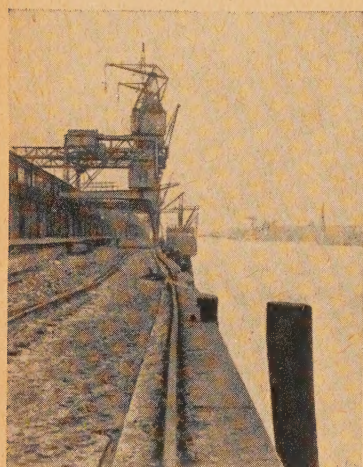


Abb. 2. Zerstörte Kaimauer am Kamerunkai. Parallele Verschiebung der Mauer durch Nachgeben des Bodens vor den Pfählen (Fall 2).

aufzunehmen. Es ist anzunehmen, daß durch die Detonationen Kohäsion und innere Reibung vorübergehend aufgehoben wurden, wodurch die Mauer nach vorn geschoben wurde. Die Bewegungen der Mauer erstrecken sich über einen Zeitraum von mehreren Jahren, sie klingen aber ab, und es ist möglich, daß der Boden seine ursprüngliche Festigkeit wiedergewinnt.



Abb. 3. Zerstörte Kaimauer am Johannissbollwerk. — Setzung der Kaimauer durch Einrüttlung der Pfähle und Bodenauflockerung (Fall 3).

Fall 3 (Kaimauer am Johannissbollwerk) wirkt sich auf Setzung der Kaimauer aus. Die Ursache dieser sich auf maximal 1,20 m belaufenden Setzung glaubt man wie folgt annehmen zu können. Die Pfähle sind bereits im Ruhezustand stark belastet. Durch die Detonationen wurde der Boden sowie die auf den Pfählen ruhende Mauer in Schwingungen versetzt, wobei die Mauer nach Art eines stehenden Pendels eine horizontale Beschleunigung erfahren hat. Durch die Horizontalbeschleunigung wurde die Resultierende der angreifenden Kräfte abgelenkt, die Pfähle wurden überbelastet und setzten sich, und zwar um so mehr, als auch der

Boden durch die Erschütterungen an innerer Reibung verlor und dementsprechend aufgelockert wurde.

Das Resultat aller Untersuchungen geht dahin, daß zur endgültigen Sicherung der Standfestigkeit der beschädigten Mauern Verstärkungen durch zusätzliche und ausreichend tief gerammte Pfähle bzw. Spundwände sowie gegebenenfalls rückwärtige Verankerungen erforderlich sind.

Herauszustellen ist, daß nur sehr wenige Mauern mit der bisherigen Sohllentiefe zur Wiederherstellung kommen. In der Mehrzahl der Fälle muß mit der Wiederherstellung der Kais eine Anpassung an die größer gewordenen Schiffstiefen verbunden werden. Es kommt dann zu Neu-

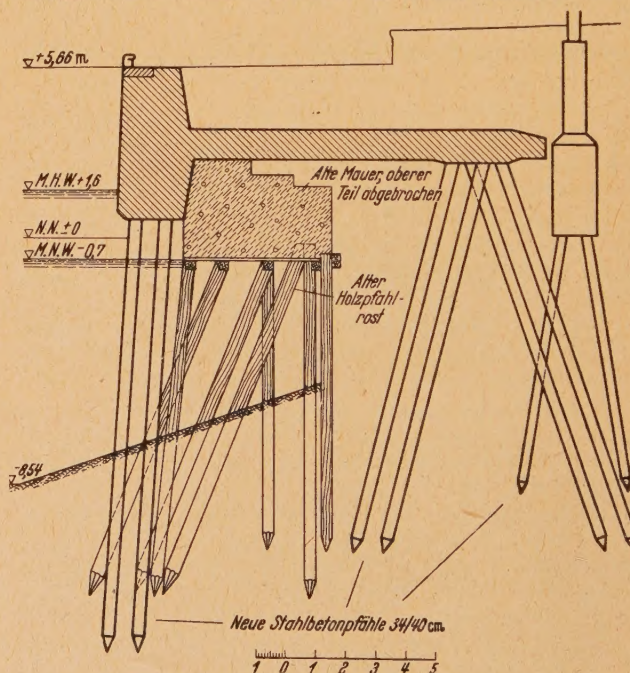


Abb. 4. Wiederherstellung einer zerstörten Kaistrecke am Roßkai.

konstruktionen, bei denen die erdstatische Rolle der noch vorhandenen Mauer je nach dem Ergebnis der Untersuchung festgelegt wird. Die Erwägung, daß die Anpassung der Kais an die neuzeitlichen Schiffstypen doch über kurz oder lang hätte erfolgen müssen, läßt die großen Aufwendungen für die Wiederherstellungen in einem etwas milderen Licht erscheinen.

Ein Beispiel einer Wiederherstellung bei gleichbleibender Tiefe des Hafenbeckens zeigt Abb. 4 (Kaimauer am Roßkai). Die Mauer war schwer angeschlagen, so daß der

ursprüngliche Mauerkörper weitgehend abgebrochen werden mußte; die Spundwand erfüllt noch ihre alte Funktion. Der neue Querschnitt entspricht den Ergebnissen der durch die oben erwähnten Untersuchungen gewonnenen erdstatischen Erkenntnisse.

Die Anpassung einer an sich größtenteils intakten Kaimauer an größere Schiffstypen zeigt Abb. 5 (Kaimauer am Kronprinzkai); die Wassertiefe am Kai wird um 2,35 m

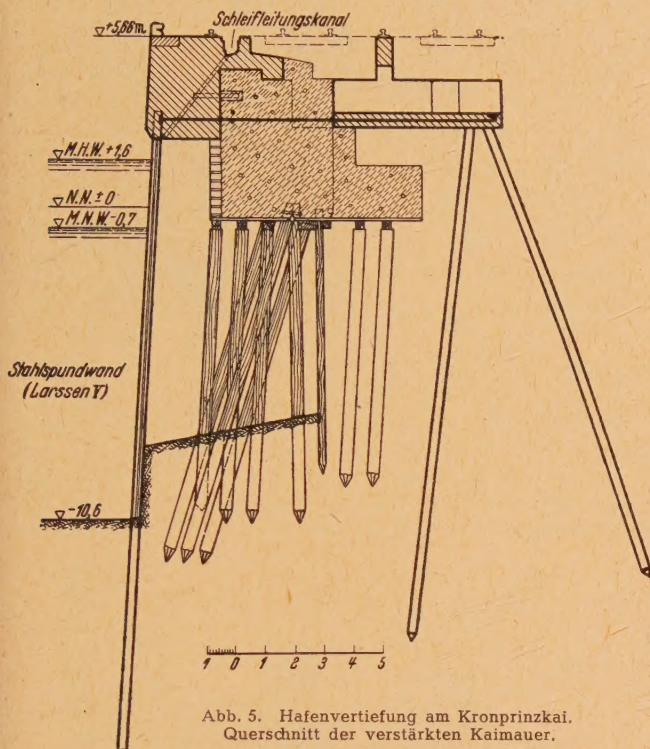


Abb. 5. Hafenvertiefung am Kronprinzkai. Querschnitt der verstärkten Kaimauer.

vergrößert. Zur Sicherung des vergrößerten Geländesprungs wird vor den Spitzen der Schrägpfähle eine Stahlpundwand gerammt, die an ihrem oberen Ende an zusätzlich gerammten Böcken, bestehend aus je vier Stahlbetonpfählen, verankert wird (vgl. Abb. 5 und 6). Eine Entlastungsplatte, die von der hinteren Kante der Mauer bis zu den Böcken reicht, nimmt mit ihren starken Quer-

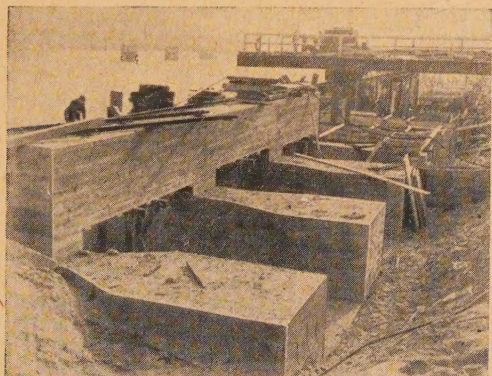


Abb. 6. Hafenvertiefung am Kronprinzkai. — Aufgelöste Entlastungsplatte mit landseitigem Kranbahnknoten der in Abb. 5 im Schnitt gezeigten Kaimauer.

trägern die Last des rückwärtigen Kranbalkens auf und dient gleichzeitig zur Abschirmung des Erddrucks. Der Raum zwischen der neuen Stahlpundwand und der alten Mauer, der zur Vermeidung einer unnötigen Belastung der Spundwand unverfüllt bleibt, wird durch einen Betonklotz überbrückt, der sich vorn auf die Spundwand, hinten auf die im oberen Teil abgebrochene alte Mauer stützt

und die vordere Kranschiene trägt. In der statischen Berechnung wurde angenommen, daß die alte Mauer nur senkrechte Lasten überträgt, während die gesamten waagerechten Kräfte von der neuen Stahlpundwand bzw. den Böcken aufgenommen werden.

In weiterer Anpassung an größere Schiffstypen werden in nicht allzu ferner Zeit eine Anzahl Kais mit 12 m Wassertiefe errichtet werden müssen. Hierfür wird man sehr eingehend prüfen müssen, ob die bisher in Hamburg übliche Bauweise auf Pfahlrost noch wirtschaftlich ist, oder ob man, wie bei der Kaimauer am Predöhlkai bereits geschehen ist, zweckmäßig zur Senkkastenbauweise übergeht. Vgl. Bauingenieur 22 (1941) S. 197—210.

Pfahlwerke.

Unter Pfahlwerken sollen hier die Reibepfähle (oder Streichpfähle) an den Kaimauern und Dückdalben im Strom verstanden sein. Von beiden wird gefordert, daß sie Schiffsstöße abbremsen, aus welchem Grunde ihre Konstruktion elastisch nachgebend sein muß. Im allgemeinen ist Holz der für den genannten Zweck am meisten verwendete und besonders geeignete Baustoff. Holz vereint in sich Vorzüge der Elastizität, einer gewissen Zähigkeit, der Lebensdauer, die durch Imprägnierung nach verlän-

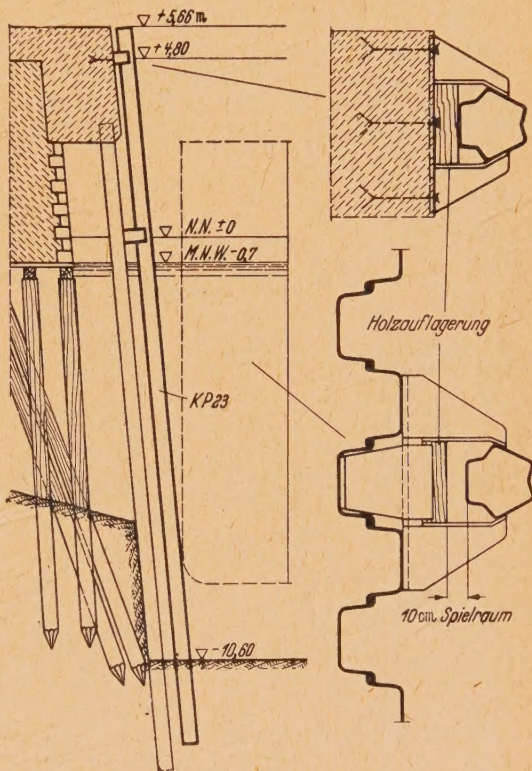


Abb. 7. Entwurf für einen Streichpfahl in Stahlkonstruktion.

gert werden kann, und der Preiswürdigkeit. Holzteile sind leicht zu bearbeiten und daher gut zu erneuern; auch ist Holz als Handelsware überall zu haben. Von diesen Voraussetzungen treffen gute Beschaffungsmöglichkeit und Preiswürdigkeit für Deutschland z. Z. nicht zu, so daß man auf Ersatz angewiesen ist, wofür nach Lage der Dinge nur Stahl in Frage kommt.

Was Reibepfähle anlangt, so sollen hier nicht die in verschiedenen Häfen stark von einander abweichenden grundsätzlichen Anschauungen betreffend Notwendigkeit von Reibeschuttpfählen noch einmal diskutiert werden. Es wird vielmehr vorausgesetzt, daß für die besonderen Verhältnisse der Hamburger Seeschiffhäfen der Reibepfahl das zweckmäßigste Schutzmittel für Schiff und Mauer ist. Bis zum Dezember 1948 ist es auch gelungen, die erforderlichen Hölzer für die öffentlichen Kaianlagen zu beschaffen,

nur ganz vereinzelt sind von privaten Anliegern ehemals hölzerne Streichpfähle durch Spundbohlen oder Profilstahl ersetzt worden, und zwar in einer noch als absolut behelfsmäßig anzusehenden Art und Weise. Da aber einem Ersatz nicht auszuweichen ist, bemüht sich die Verwaltung um eine geeignete Konstruktion, wobei das Problem die Verbindung mit der Mauer ist. Während die Holzkonstruktion auch noch an ihrer Auflagerung Elastizität aufweist, muß ein Stahlpfahl so aufgelagert bzw. ausgeführt werden, daß für ihn als Ganzes eine elastische Reaktion beim Stoß möglich ist.

Der in Abb. 7 dargestellte Entwurf eines Stahlstreichpfahles soll in Kürze bei einer Kaimauerverstärkung zur Ausführung kommen. Für den Streichpfahl wurde das Krupp-Profil KP 23 gewählt, weil mit diesem eine günstige Stoßaufnahme erwartet wird, und eine gute Führung möglich ist. Am Kopf und in geringer Höhe über Mittelniedrigwasser wird der Pfahl vermittle Konsolen geführt, die am Mauerkörper bzw. der vorderen Spundwand befestigt sind. Die am oberen Ende angeordnete Holzauflagerung und die geringe Rammtiefe am Fußende können als freie Auflagerung angesehen werden. In der an der Spundwand über Mittelniedrigwasser befestigten Konsole liegt ein weiteres Holzauflager, welches aber erst nach einer der zulässigen Spannung entsprechenden Durchbiegung des Pfahles von 10 cm zum dritten Auflager wird. Das so entstandene neue statische System, Träger auf drei Stützen, und die Elastizität der Holzauflagerung läßt eine Steigerung der Stoßkraft innerhalb der zulässigen Spannung des Pfahles zu. Die Bewährung dieser Bauart steht noch aus.

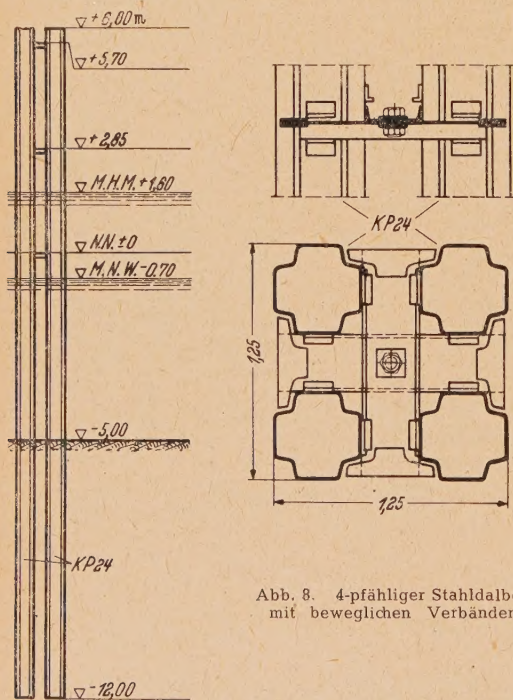


Abb. 8. 4-pfähler Stahldalben mit beweglichen Verbänden.

Im Gegensatz zu Streichpfählen sind Dückdalben in Stahlkonstruktion seit Jahren bekannt, und zwar hat der starke Verschleiß, dem diese Pfahlbündel ausgesetzt sind, die Suche nach einem Material von längerer Lebensdauer veranlaßt. Heute ist es der absolute Mangel an Holz, der die Verwendung stählerner Dalben einfach erzwingt, und so sind solche nach dem letzten Kriege — wenn auch zunächst noch in beschränktem Umfang — auch in Hamburg ausgeführt worden.

In konstruktiver Hinsicht läßt sich der Unterschied zwischen Holz- und Stahldalbe etwa folgendermaßen umreißen. Der Dalben aus Holz kann infolge seiner bis zu einem gewissen Grade nachgiebigen Zimmermannsverbände als halbstarr angesehen werden, was für die Aufnahme der

lebendigen Kraft des anstoßenden Schiffes von Nutzen ist. Durch Schrägstellen der Holzpfähle kann außerdem eine für die Gesamtwirkung des Dalbens günstige Bockwirkung erzielt werden. Bei der Verwendung von Stahl, der als Baustoff zwar widerstandsfähiger, aber dafür weniger elastisch ist, kommt es darauf an, ein Höchstmaß an Elastizität im Sinne der Gesamtwirkung des Dalbens herauszuholen. Obwohl der Natur des Baustoffes rahmenförmige Verbände nahe liegen, macht man diese zwecks Erzielung günstiger Bremswege gelenkig*. Zugleich verzichtet man, um die Konstruktion nicht zu komplizieren, auf die Schrägstellung der Eisenpfähle und führt sie als Bündel mit lotrechten Pfählen aus. Die Abb. 8 zeigt eine in neuester Zeit ausgeführte vierpfählig elastische Dückdalbe aus Kruppstahlpfählen mit drei in verschiedenen Höhen angeordneten nachgiebigen Verbänden. Die Verbände (Abb. 9) bestehen aus je zwei sich rechtwinklig kreuzenden Γ -förmigen Stäben, die um einen Mittelbolzen scherenartig beweglich sind und an den Stahlpfählen lose zwischen Winkelstücken geführt werden.

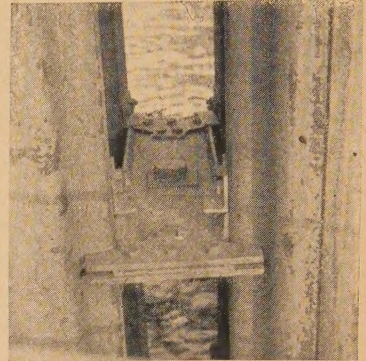


Abb. 9. Beweglicher Verband einer Stahldalbe.

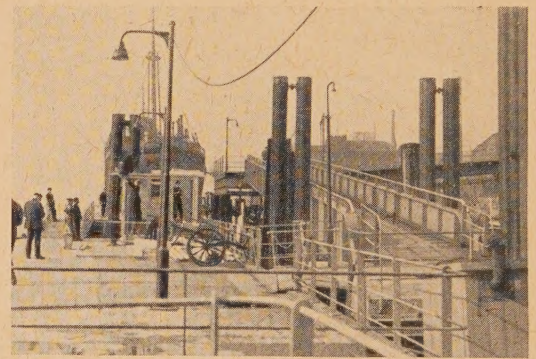


Abb. 10. Landungsanlage mit Berammung aus Stahlpfählen.

An den vier Enden des Verbandkreuzes sind im vorliegenden Fall — dem Krupp-Profil angepaßt — schwalbenschwanzförmige Laschen angeschraubt, die das Ausweichen eines einzelnen Pfahles verhindern.

Dückdalben, wie eben beschrieben, kommen nicht nur als reine Veräudalben zur Ausführung, sondern auch als Führungsdalben für Pontonanlagen, die für Zwecke des Fährverkehrs und der Zollabfertigung im Hamburger Hafen zahlreich vorhanden sind. Abb. 10 zeigt eine Landungsanlage, deren gesamte Berammung in Stahl ausgeführt ist. Abb. 11 läßt Einzelheiten sowohl der Pontonführung als auch des Dalbenverbandes erkennen. Es sind z. Z. Versuche im Gange, zwischen Ponton und Führungs-

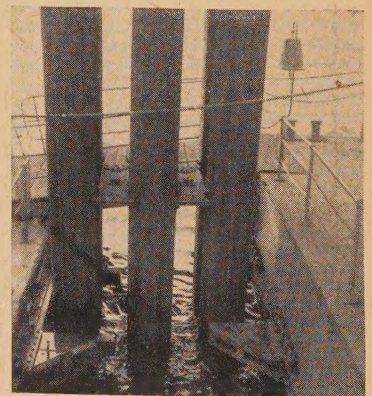


Abb. 11. Stählerne Führungsdalbe einer Landungsanlage.

* Soweit bekannt, ist die gelenkartige Ausbildung von Dalbenverbänden zuerst von Wegner vorgeschlagen worden, vgl. Bau-technik 17 (1939) S. 42.

dalben federnde Zwischenmittel in Gestalt von Eisenbahnpuffern oder Ringpuffern einzuschalten. Eine weitere Schonung der Dalben könnte dadurch erreicht werden, daß die Pontons als solche mit elastischen Federn versehen werden.

Wenn die Konstruktion von Stahldalben auch weiter entwickelt ist als die von Streichpfählen aus Stahl, so ist ihre Bewährung aber noch durchaus problematisch; man muß die Reaktion der Schifffahrt abwarten und danach weitere Maßnahmen treffen.

Kaiquerschnitte.

Es wurde in der Einleitung auf grundsätzliche Veränderungen in der Abwicklung des Hafenbetriebs hingewiesen, welche notwendigerweise in der Konstruktion der Bauwerke ihren Niederschlag finden. Die entsprechenden Details lassen sich am besten am Querschnitt einer nach neuzeitlichen Gesichtspunkten in der Wiederherstellung befindlichen Kaizunge (zwischen Kaiser-Wilhelm-Hafen und Ellerholzhafen) klarlegen, vgl. Abb. 12.

Die Kaitiefen betragen 10 bzw. 11 m unter Mittelniedrigwasser, reichen also für größte Schiffe aus. Unmittelbar am Kai liegen drei Gleise. Diese Anordnung berücksichtigt einmal den gegenüber dem Zubringer Binnenschiff sich ständig vergrößernden Anteil der Eisenbahn und zweitens bezweckt sie eine scharfe Trennung zwischen Eisenbahn-

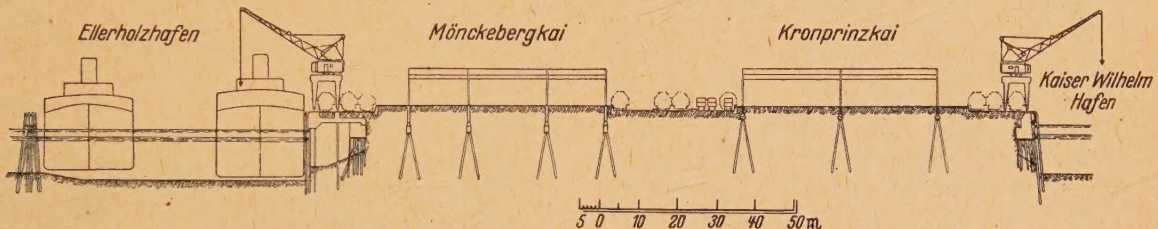


Abb. 12. Querschnitt der Kaizunge zwischen Kaiser Wilhelm Hafen und Ellerholzhafen.

und LKW-Abfertigung. Während man früher in Hamburg die Ladegleise der Wasserseite einpflasterte und Waggon und Fuhrwerke durcheinander abfertigte, ist nunmehr die Wasserseite mit zwei Ladegleisen und einem Betriebsgleis der Eisenbahn vorbehalten. Die Konzentration der Eisenbahn auf der Wasserseite, womit auch ein unmittelbarer Umschlag zwischen Schiff und Waggon ermöglicht wird, hat dann den letzten Anstoß zu einer grundsätzlichen Änderung der Kranausbildung gegeben. Die bisher für Hamburg typischen Halbportale stützen sich auf zwei verschiedene Bauwerke, nämlich die Kai-mauer und den Schuppen. Die bei den Hamburger Bauverhältnissen unvermeidlichen Setzungen, die bei beiden Bauwerken natürlich nicht gleich groß sind, haben häufig Schwierigkeiten beim Verschieben der Kräne zur Folge. Außerdem überschattet das Halbportal außer den Ladegleisen auch die Schuppenrampe. Diese Beschattung kann im Falle, daß viele Kräne auf ein Schiff arbeiten, bis zu 40 v. H. erreichen. Schließlich ist die Austauschmöglichkeit von Halbportalkränen verschiedener Schuppen begrenzt auf Schuppen mit gleicher Querschnittsgestaltung an der Wasserseite. Demgegenüber beschattet der nur über ein Gleis unmittelbar an der Wasserseite gestellte Vollportal nichts, beide Kranbeine stützen sich auf die Kai-mauer, und nicht zuletzt sind diese Kräne auch an anderen Stellen verwendbar. Abschließend sollen, ohne daß damit das Für und Wider erschöpft wäre (u. a. ist auch die maschinentechnische Seite zu berücksichtigen), ein Vor- und ein Nachteil des Vollportals herausgestellt werden. Der Vorteil liegt in einer wesentlichen Vereinfachung der Schuppenkonstruktion, da keine Rücksicht mehr auf eine Kranbahn genommen werden braucht. Der Nachteil liegt in der Verbreiterung des Kais um den Platz (1,20 m), den das zweite Bein des Portals beansprucht. Den Übergang zwischen wasserseitigen Gleisen und Schuppen bildet eine 9 m breite Rampe, deren Ausmaß neben

dem Elektrokarrenverkehr auch ein zeitweiliges Stapeln von Waren gestattet. Der Schuppen selbst ist 50 m breit. Landseitig folgt im Anschluß an eine nur 2 m breite Rampe eine dreispurige Pflasterfläche für die LKW-

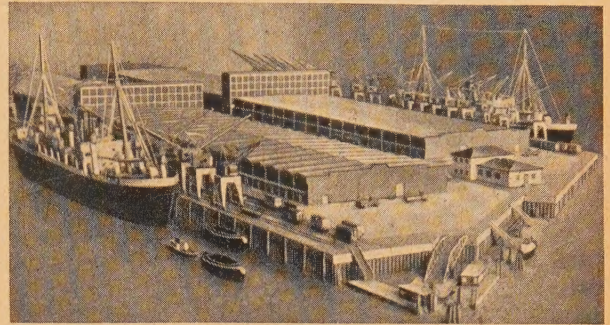


Abb. 13. Vordere Hälfte der Kaizunge zwischen Kaiser Wilhelm Hafen und Ellerholzhafen im Modell.

Abfertigung. In diese Fläche ist ein Gleis eingepflastert, das aber nur bei gelegentlich auftretendem Stoßverkehr der Eisenbahn in Funktion treten soll. In der Mitte der Kaizunge sind dann noch auf eigenem Bahnkörper zwei Betriebsgleise angeordnet. Abb. 13 zeigt die vordere Hälfte der skizzierten Kaizunge im Modell.

Kaischuppen.

In einem ausgesprochenen Stückguthafen wie Hamburg spielen die Kaischuppen eine besondere Rolle; 40 Schuppen waren bei Kriegsende schwer beschädigt oder zerstört. Es kann als bekannt vorausgesetzt werden, daß Hamburg einen im Lauf der Jahrzehnte ständig vervollkommenen Typ in Holzbauweise entwickelt hatte, der sich baulich und betrieblich gut bewährt hat. Es bestand daher von vornherein kein Zweifel, Schuppen, die nur zum Teil zerstört sind, in der alten Art wieder aufzubauen, soweit das erforderliche Holz aus Abbrüchen gewonnen oder sonstwie beschafft werden kann. Für Neubauten erübrigte sich jede Diskussion, da in Zukunft die für die sog. Hamburger Bauweise erforderlichen Holz mengen nicht mehr zur Verfügung stehen. Glücklicherweise beschränkten sich die Erfahrungen aber keineswegs auf die erwähnte Form. Schon 1930 hatte man sich beim Neubau des Kaischuppens 59 am Südwesthafen entschlossen, einen Versuch mit der Stahlbetonweise zu machen. Wie man heute sagen kann, griff man recht glücklich, als man die damals modernste Bauweise die sog. Zeiß-Dywidag'sche Schale wählte, die auch heute noch bei Neubauten jeweils im Rennen liegt. Die mit dem Schuppen 59 gemachten guten Erfahrungen waren die Ursache, daß man im Sommer 1946, als der Kaischuppen 75 am Kronprinzkai (der Schuppen gehört zu den Bauwerken der im vorigen Abschnitt skizzierten Kaizunge) sofort in Angriff genommen werden mußte, und Entwürfe in einer anderen Bauweise nicht zur Hand waren, auf die Schalenbauweise zurückgriff.

Die Abb. 13, 14, 15 zeigen den teils bereits im Betrieb befindlichen, teils im Rohbau fertiggestellten Schuppen im Modell, im Bau, im Längs- und Querschnitt. Da der Querschnitt nur eine Mittelstütze zeigt, ist der Schuppen weiträumig und übersichtlich bei ausgezeichneter Beleuchtung (vgl. auch den letzten Abschnitt). Auf Grund der verhältnismäßig wenigen Stützen sind die Gründungs-

kosten niedrig. Auch ist der Bedarf an Holzschalung gering, da als Schalung ein mehrfach zu verwendendes Stahlnetzwerk zur Verfügung steht.

Da die Schalenbauweise aber immerhin vor mehr als 20 Jahren entwickelt worden ist, lag es nahe, sich für weitere Schuppenbauten nach neuen und, wenn möglich, noch zweckmäßigeren Bauweisen umzusehen. Aus diesem Grunde wurde im Mai 1946 von der Hafenbauverwaltung

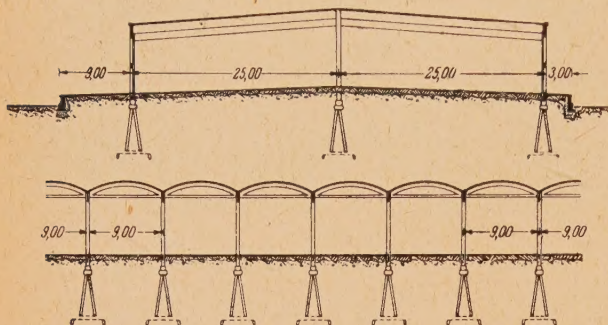


Abb. 14. Quer- und Längsschnitt des Kaischuppens 75 am Kronprinzkai.

unter den dafür in Frage kommenden Baufirmen ein Ideenwettbewerb betr. Kaischuppengestaltung veranstaltet. Vorgelegt wurden Entwürfe in Stahl, in Beton-Schalenbauweise, aus Stahlbeton-Fertigteilen und in Spannbeton-Bauweise; die letztere, die bisher nur bei schweren Ingenieurbauten wie Brücken, Bunkerdecken u. dergl. bekannt geworden war, trat als neuer Bewerber auf. Ein weiteres Ergebnis waren die weitgehenden Einblicke bezüglich des Baustoffbedarfs der verschiedenen Bauweisen. Angesichts der zahlreichen technischen Möglichkeiten wird es jedoch zur Entwicklung eines Standardtyps vorläufig kaum kommen, und man wird im Hinblick auf die stark schwankenden Preise und die jeweils verfügbaren Materialien vor jedem Neubau die Besonderheiten der verschiedenen Bauweisen (Unterhaltungskosten, Feuersicherheit und Materialbedarf) gegeneinander abwägen müssen. Das erste nach dem Wettbewerb in Ausführung befindliche Objekt ist der dem oben beschriebenen Schuppen 75 benachbarte Kaischuppen 74, für den eine Stahlbauweise gewählt wurde. Herauszustellen ist noch, daß bei den Neubauten der Schuppen 74 und 75 die Büro-, Aufenthalts- und sonstigen Nebenräume gegen früher grundsätzlich anders untergebracht sind. Die früher üblichen an den beiden Schuppenenden vorhandenen Vorbauten sind aus betrieblichen Gründen durch einen, in der Mitte des Schuppens angeordneten hochhausartigen Bau ersetzt worden, der in seinem

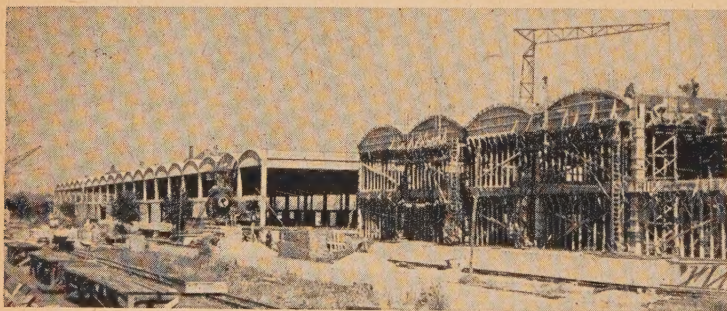


Abb. 15. Kaischuppen 75 am Kronprinzkai im Bau, Ansicht von der Landseite.

betonten vertikalen Aufbau in starkem Kontrast zu den langen horizontalen Schuppenflächen steht (vgl. Abb. 13). Wie auf der Kommandobrücke eines Dampfers kann der Betriebsleiter von seinem im ersten Stock an der Wasserseite angeordneten Dienstraum das gesamte Innere des Schuppens wie auch die Kaianlagen mit der Rampe, den Gleisen und Kränen überblicken.

Nicht befriedigt hat der Wettbewerb insofern, als ein gleichwertiger Ersatz für den in den Hamburger Kaischuppen bisher üblichen Holzfußboden nicht angeboten worden ist. Die Hamburger Verkehrs- und Betriebsverhältnisse verlangen eine sehr hohe Tragfähigkeit des Schuppenfußbodens. Wirtschaftlich ist dies nur dadurch zu erreichen, daß man den Bodenbelag der Schuppen unmittelbar auf dem Untergrund auflagert und damit in Kauf nimmt, daß nach einer Anzahl von Jahren, in denen sich der Boden zusammenpreßt, der Belag aufgenommen und nach Aufhöhung des Grundes wieder neu verlegt werden muß. Hierfür eignet sich Holzbohlenbelag auf hölzernen Lagern ganz vorzüglich, weil er nämlich imstande ist, den nur allmählich eintretenden Sackungen bis zu einer gewissen Grenze elastisch zu folgen. Überdies bildet Holz infolge seiner guten Wärmedämmung eine einwandfreie, nicht schwitzende Unterlage für die im Schuppen zu lagernde Ware. Holz läßt sich schließlich mit Handkarren gut befahren; stark benutzte Karrwege belegt man mit Blechen. Da nun nach den im Abschnitt Pfahlwerke gemachten Ausführungen Holz ausfällt, steht man vor einem schwierigen Problem. Als Ersatz kommen in Frage Pflasterausführungen oder Beton in Form von Steinen oder Platten. Je nach dem Grundbaustoff, der Ausgestaltung der Oberfläche und der Auflagerung ergeben sich verschiedene Ausführungsmöglichkeiten. Im Schuppen 75 ist ein Fußbodenbelag aus sechseckigen Betonsteinen von 50 cm äußerem Durchmesser und 10 cm Stärke gewählt, die fabrikmäßig auf dem Rütteltisch hergestellt werden (Abb. 16).



Abb. 16. Betonsteinpflaster am Kaischuppen 75. — Aufbringen des Oberflächenanstrichs.

Auf der Baustelle werden die Steine zunächst mit einem Bitumenanstrich versehen, der ein gutes Haften eines anschließend aufzubringenden Asphaltbelages von 2 cm Stärke ermöglicht. In weiteren wiederhergestellten Schuppen sind andere Ausführungen versuchsweise eingebaut.

Die betriebliche Bewährung dieses Ersatzes steht völlig offen, und es werden Jahre vergehen, bis sich endgültige Lösungen ergeben. Fest steht leider nur, daß sämtlicher bisher in Erwägung gezogener Ersatz wesentlich teurer als Holz ist.

Den erhöhten Anforderungen, die der Kaimschlagbetrieb heute an die Schuppenbeleuchtung stellt, wird dadurch entsprochen, daß in den Kaischuppen die bisher verwendete Vielzahl kleiner Beleuchtungskörper durch nur 3–4 Reihen hochkerziger Armaturen (200 und 300 Watt) ersetzt wird, deren Aufhängehöhe so groß ist, daß sich die Lichtkegel in etwa 4 m über dem Schuppenfußboden überschneiden. Dadurch wird eine gleichmäßige Bodenelligkeit erzielt, die etwa das Dreifache des bisher üblichen Wertes beträgt. An der wasserseitigen Kaischuppenwand sind Armaturen für die Beleuchtung der Rampe sowie für die Gleise anzubringen, deren Abschirmung so bemessen sein muß, daß kein direktes Licht das Hafenwasser trifft, wodurch Blendungsgefahr für die

Kleinschiffahrt hervorgerufen würde. Die durch den Fortfall des hochgelegenen Kranschienträgers für den Halbportalkran geschaffene völlig glatte Schuppenwand erfordert die Entwicklung besonders geschützter Beleuchtungsarmaturen, damit diese beim Kranbetrieb nicht beschädigt werden.

Gleisanlagen.

Gleisanlagen sind besonders empfindlich gegen Bombenangriffe, und so waren bis Kriegsende von 450 km Gleis 305 km beschädigt oder zerstört. Auch beim Wiederaufbau der Hafenbahnanlagen sind eine Anzahl grundsätzlicher Maßnahmen herauszustellen. Was zunächst die Gleislage anlangt, so werden aus früherer Zeit vorhandene geringere Gleisabstände auf das von der Betriebsordnung vorgeschriebene Maß von 4,50 m gebracht, desgl. Abstände von den Rampen auf 1,70 m. Bögen von weniger als 180 m Halbmesser werden ausgemerzt. Beschränkungen des Lichtraumprofils, unregelmäßige Kreuzungen und andere Anomalien werden, soweit möglich, beseitigt; hierunter fällt auch der Ersatz von Drehscheiben und Gleisverbindungen.

Beim Oberbau werden offene Unterlagsplatten und Rippenplatten durch den erheblich billigeren Spannageloberbau ersetzt. Bekanntlich werden rd. 60 v. H. der Gleisunterhaltungskosten durch den Schienenstoß verursacht. Durch Schweißen können diese Kosten verbilligt werden. Z. Z. sind Versuche im Gange, Richtungsgleise in den Verschiebebahnhöfen auf 120 m Länge zu schweißen. Genau wie bei Pflahlwerken und Schuppenböden wird der Ersatz der Holzschwellen immer schwieriger. Ersatz durch Betonschwellen, wobei die sog. Lösslschwelle und Schwellen mit Stahlseitenbewehrung (System Hoyer) in Frage kommen, wird angestrebt.

Kaikrane.

Im Abschnitt „Kaiquerschnitte“ wurde bereits erwähnt, daß Hand in Hand mit der Anordnung von 3 Gleisen an der Wasserseite die Aufgabe des bisher in Hamburg verwendeten Halbportalkrans und sein Ersatz durch den Vollportalkran gegangen ist. Die Verwendung des Vollportalkrans ist der entscheidende Schritt zu Vereinheitlichung des Kaikrans, der nun mit einer Regelspur von 6 m an beliebiger Stelle im Hafen verwendet werden kann, wohin er mit Hilfe von Schwimmkränen zu versetzen ist. Für die Tragfähigkeit wird an der jahrzehntelang bewährten Maximallast von 3 t festgehalten, während für die einheitliche Ausladung 20 m gewählt wurden. Selbstverständlich kommen für eine neuartige Kaiausrüstung nur Wippkräne in Frage. Dem häufig aus Verladereisen vorgebrachten Wunsch auf Aufstellung mehrerer 5 t-Wippkräne je Schuppenlänge soll dadurch entsprochen werden, daß

einige selbstfahrende Schweißkräne mit dieser Tragfähigkeit beschafft werden, die an beliebiger Stelle des Hafens zu verwenden sind. Die Erfahrung hat nämlich gezeigt, daß im gewöhnlichen Kaibetrieb Einzellasten über 3 t verhältnismäßig selten sind, so daß die Aufstellung von 5 t-Kränen, die durchweg nur mit der üblichen Nutzlast von 1 t betrieben werden müssen, einen nicht vertretbaren Aufwand darstellen würde.

Mit dem Halbportal fallen die bislang an der Schuppenwand befestigten Schleifleitung für die Zuführung des elektrischen Stromes fort. Die Stromzuführung für den Vollportalkran erfolgt durch Stromschienen, die in einem schlitzlosen Schleifleitungskanal längs der wasserseitigen Kranschiene verlegt sind. Ein mit dem Kranportal gelenkig verbundener Stromabnehmerwagen lüftet die Kanalabdeckung nur wenig an dem jeweiligen Standort des Krans, so daß die stromführenden Teile der Berührung entzogen sind und jede Verschmutzung des Kanals ausgeschlossen ist.

Die Vereinheitlichung der zukünftig zu verwendenden Krantype im Zusammenhang mit den durch den Fortschritt der Technik gegebenen Verbesserungen ergibt auch für manche Einzelteile der Kranausrüstung eine Abkehr von dem bisher im Hamburger Kaikranbau Üblichen. So wird in der elektrischen Steuereinrichtung des Krans die bewährte Verbundsteuerwalze (Heben/Senken und Drehen) mit Handbremshebel ersetzt durch eine Zwei-Hebel-Steuerung (Heben/Senken und Drehen/Wippen), was den Übergang zur elektrischen Senkbremsschaltung des Hubmotors bedingt. Als Stromart wird der Gleichstrom beibehalten, doch kann dank den Fortschritten, die der Getriebekonstrukteur inzwischen gemacht hat, auf die Verwendung langsam laufender Spezialmotoren zu Gunsten von Normalläufern verzichtet werden.

Schlußbemerkung.

Wie schon eingangs angedeutet, ist erst ein Teil des insgesamt notwendigen Wiederaufbaus des Hamburger Hafens angelaufen; dementsprechend sind auch die konstruktiven Probleme noch weitgehend in Fluß. Allgemein gültige und auf längere Sicht geltende Feststellungen scheitern an den aus der Not der Zeit bedingten Hemmnissen und den daraus resultierenden technischen Kompromissen. Man könnte daher mit einem gewissen Recht fragen, ob in diesem Stadium ein Bericht über konstruktive Gesichtspunkte schon angebracht ist. Diesbezüglich ist der Verfasser der Ansicht, daß sich auch aus dem noch nicht ganz Ausgereiftem Ergebnisse herleiten lassen, die einer Diskussion wert und die u. U. schon anderswo nützlich verwendet werden könnten.

Bergung und Wiederherstellung der Emsbrücke Leerort.

Von Dr.-Ing. Wilhelm Klingenberg, Offenbach a. M.

Unter den zahlreichen am Ende des Krieges gesprengten Straßenbrücken befand sich auch die Emsbrücke Leerort westlich der ostfriesischen Kreisstadt Leer. Die Brücke war erst in den Jahren 1938–1940 erbaut, um das zwischen der unteren Ems und Holland gelegene Rheiderland mit Leer zu verbinden. Vorher hatte hierfür eine Dampffähre zur Verfügung gestanden, die jedoch im Winter wegen Sturm und Eisversatz ihren Dienst oft einstellen mußte. Die Ems ist hier etwa 300 m breit, hat normalerweise eine Wassertiefe von 5,00 m und wird von Seeschiffen nach den Häfen Leer und Papenburg befahren. Außerdem hat sie den starken Binnenschiffsverkehr des Dortmund-Emskanals aufzunehmen. Alle diese Umstände machten einen Brückenbau kostspielig, und so ist es nicht zu verwundern, daß die schon 1912 einsetzenden Bemühungen des Kreises Leer erst 1938 zum Erfolg führten. Die Brücke wurde im wesentlichen vom Kreise Leer und der Provinz Hannover finanziert und

vom Kreise gebaut. Zur Tilgung der vom Kreise Leer dazu aufgenommenen Anleihe wurde Brückengeld erhoben. Die Baukosten betrugen rd. 3 Mill. RM.

Die Brücke hatte eine Länge von 450 m einschl. einer Drehöffnung von rd. 84 m. Die Lage der Brücke ist aus Abb. 1, ihre Gestaltung aus den Abb. 2 und 3 ersichtlich, während Abmessungen und Querschnitt aus Abb. 4 hervorgehen, welche gleichzeitig auch die Lage der einzelnen Brückenteile nach der Sprengung wiedergibt.

Durch die Sprengung war die Brücke in ihrer gesamten Länge zerstört. Im einzelnen waren beide Widerlager und die Pfeiler 3 und 4 vollständig zerstört. Die stählernen Überbauten waren rechts von Pfeiler 2 und links von Pfeiler 7 durch Sprengung durchgetrennt und die Drehbrücke durch Sprengung über Pfeiler 5 in zwei Hälften zerrissen, während der Drehpfeiler selbst unbeschädigt blieb. Durch die Sprengungen waren die mittleren 275 m der Brücke abgestürzt und lagen so tief im

Wasser, daß sie nur jeweils bei Niedrigwasser mehrere Stunden über die Wasseroberfläche herausragten. Der übrige Brückenzug lag auf den Pfeilern und Widerlagern, war über den Widerlagern zerstört und wies über den Pfeilern örtliche Auskinkungen und Beulstellen auf.

Die Räumung der Brückentrümmer war vordringlich. Denn abgesehen davon, daß die Trümmer jegliche Schifffahrt unmöglich machten, verhinderte der teils verkantet

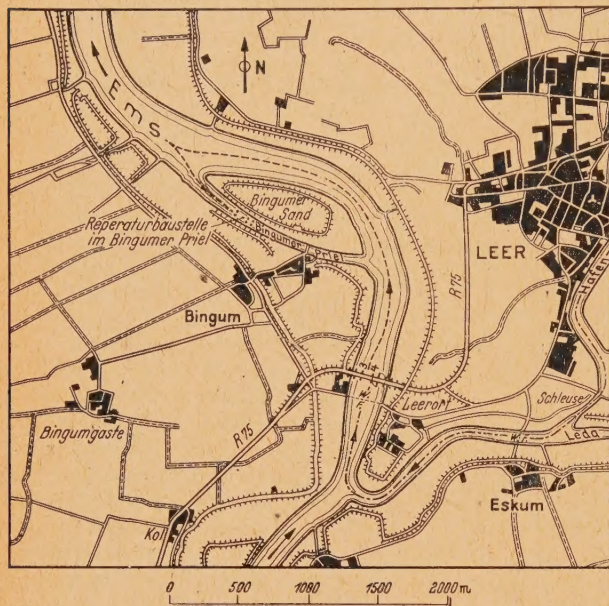


Abb. 1. Lageplan der Emsbrücke Leerort.

im Fluß liegende Brückenquerschnitt, bestehend aus den beiden rd. 3,50 m hohen Blechträgern und der 11 m breiten Stahlbetonplatte, die Strömung so erheblich, daß bei Hochwasser mit Deichbrüchen und Überflutungen gerechnet werden mußte. Daß dies nicht geschah, ist im wesentlichen auf die gewaltigen Auskolkungen unter der abgestürzten Brücke zurückzuführen, die auf Abb. 4 — ohne Verzerrung — dargestellt sind. Diese Auskolkungen, die bis unter die Gründungstiefe der Pfahl-

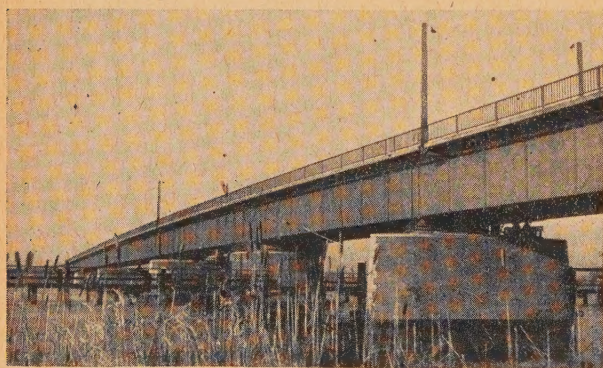


Abb. 2. Die Brücke vor der Zerstörung.

gründungen herunter reichten, gefährdeten jedoch die noch erhalten gebliebenen Pfeiler.

Die Straßenbaudirektion Hannover als Baulastträger der Brücke begann deshalb schon im Juli 1945 mit den Vorbereitungen zur Räumung. Eine Untersuchung ergab, daß die Drehbrücke nicht wieder verwendbar war, wohl aber die übrigen Teile der Stahlkonstruktion mit Ausnahme der eigentlichen Sprengstellen. Es wurde deshalb ein Plan aufgestellt, der sowohl eine glatte Räumung der im Wasser liegenden Brückenteile, als auch eine Wiederverwendung der noch brauchbaren Stahlüberbauten vorsah. Er gliederte sich in folgende Abschnitte:

a) Bergung der Drehbrücke und der Fahrbahnplatte der Überbauten 2—3 und 3—4 mittels eines Schwimmkranes von 150 t Hubkraft.

b) Heben und Ausschwimmen der Überbauten 2—3 und 3—4 nacheinander mittels Hebeschiffen unter Ausnutzung von Ebbe und Flut und Absetzen der Überbauten im Bingumer Priel, einem Seitenarm der Ems, (siehe Abb. 1) auf Hilfsjochen.

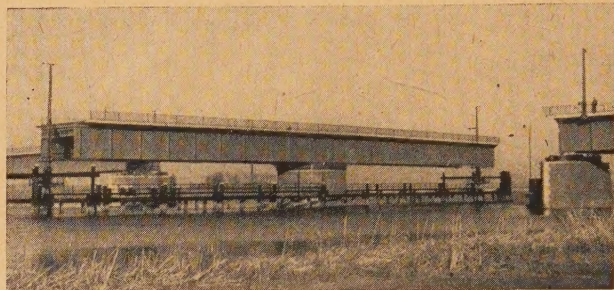


Abb. 3. Geöffnete Drehbrücke über dem Leitwerk — vor der Zerstörung.

c) Heben der übrigen Brückenteile vom Land bzw. bei Pfeiler 6 von dessen Fundament aus.

Die Arbeiten wurden möglichst den gleichen Firmen übertragen, die auch schon beim Bau der Brücke tätig gewesen waren, insbesondere der Fa. Norddeutscher Eisenbau in Sande bei Wilhelmshaven, den Tiefbau-firmen Neumann in Norden und Möller in Wilhelmshaven. Hinzugezogen wurden die Firmen Israel in Leer für die Taucherarbeiten und die Firma Papproth für die nach einem Vorschlag von Dr.-Ing. Voß, Kiel, vorgesehene Caissongründung des Pfeilers 4.

Für die Durchführung des 1. Abschnittes stand der auf Bild 5 dargestellte Schwimmkran nur für die Zeit vom 25. 9. bis 18. 10. 1945 zur Verfügung, wobei es in den ersten Tagen noch an entsprechendem Geschirr, insbesondere schweren Stahltrossen fehlte. Trotzdem wurden in dreiwöchiger Arbeit beide Hälften der Drehbrücke sowie rd. 140 lfdm Fahrbahnplatte der Überbauten 2—3 und 3—4 geborgen. Neben der großen Geschicklichkeit des Kranführers ist dies insbesondere den Leistungen der Taucher zu danken, die die Seile unter Wasser anschlagen mußten. Diese Arbeiten wurden sehr erschwert durch die bis 15 m tiefen Auskolkungen und die starke Strömung. Dieselbe betrug bei Ebbstrom bis 1,65 m/sec. und bei Flutstrom bis 1,45 m/sec., wobei zwischen den Trümmern noch größere Geschwindigkeiten auftraten. Die Taucherarbeiten waren deshalb meist auf die kurzen Zeitabschnitte des Wechsels zwischen Ebbe und Flut beschränkt. Dabei ist das Wasser im Tidegebiet stets so trübe, daß es schon dicht unter der Oberfläche völlig dunkel ist und die Taucher sich nur durch Tasten orientieren können. Die Bergungsarbeiten durch den Schwimmkran gingen programmgemäß und ohne größere Schwierigkeiten vonstatten.

Schwieriger war das Heben und Ausschwimmen des rd. 140 m langen, auf den Trümmern der Pfeiler 3 und 4 ruhenden Brückenstückes. Dieser Abschnitt lag so tief im Wasser, daß er nur bei Ebbe sichtbar war. Für die wichtigsten Arbeiten standen deshalb stets nur etwa 3 Stunden zur Verfügung. Da der Zeitpunkt der Ebbe sich täglich ändert, änderte sich auch die Arbeitszeit auf der Baustelle täglich, und kein Bauzeitplan konnte ohne genaueste Beachtung des Tide-Kalenders aufgestellt werden. Der Plan sah nun vor, dieses Brückenstück in den etwa 3 km entfernten Seitenarm der Ems zu schwimmen, dort auf Hilfsjochen abzusetzen, auszubessern und nach Erneuerung der Pfeiler 3 und 4 wieder an die alte Stelle zurückzuschwimmen. Da dies in voller Länge nicht möglich war, wurde diese Arbeit nochmals in 2 Abschnitte unterteilt. Zunächst wurde ein etwa 42 m langes

Brückenstück abgetrennt und für sich ausgeschwommen. Der Trennschnitt war an eine Stelle gelegt, wo später leicht ein Stoß angeordnet werden konnte. Immerhin waren an den Gurten zusammengenietete Lagen von maximal 126 mm Materialdicke durchzubrennen, was 4 m

Zum Ausschwimmen dienten 2 Baggerschuten von je 540 t Tragfähigkeit, die durch 2 je 2,0 m hohe Blechträger miteinander verbunden waren, und an denen das Brückenstück durch 4 Lochstangenpaare aufgehängt war (Bild 6). Die Lochstangen ruhten oben in Traversen auf je 2 hydraulischen Pressen von je 50 t Hubkraft. Das Ausschwimmen mußte an einem Tage erfolgen, an dem die Ebbe vormittags und die Flut nachmittags beide in die Zeit des Tageslichtes fielen. Solche Bedingungen treten besonders in den kurzen Wintertagen nur alle 4 Wochen auf. Es war hierfür zuerst der 16. 12. 1945 vorgesehen. Inzwischen traten jedoch Ereignisse ein, die — abgesehen von der schlechten Witterung selbst — ein mehrmaliges Verschieben des Termines erforderlich machten.

Zunächst ging in der Nacht vom 11. zum 12. Dezember die etwa 100 m oberhalb der zerstörten Brücke von der Besatzungsmacht erbaute Pontonbrücke auf 200 m Länge im Sturm unter. Bald darauf setzte Frostwetter mit Packeis ein, das die ebenfalls von der Besatzungsmacht daneben geschlagenen Holzjoche für eine feste Behelfsbrücke zerstörte. Beide Ereignisse machten den vorübergehenden Abzug von

unter fließendem und sehr trübem Wasser nicht einfach ist. Um ein Absacken des abgeschnittenen Trägers, was mit Lebensgefahr für den Taucher verbunden gewesen wäre, zu vermeiden, wurde der obere Gurt durch aufgeschraubte Laschen ersetzt und in dem Steg durch an-

schwimmendem Gerät und von Tauchern von der Baustelle erforderlich. Das Ausschwimmen erfolgte dann am 7. 3. 1946. Dabei mußte es sich zeigen, ob die Taucher die großen Blechträger glatt durchgeschnitten hatten. Hingen beide Teile noch nennenswert zusammen, so wäre die Hubkonstruktion mit Sicherheit zerbrochen. Denn abhängen kann man nicht mehr, wenn man einmal angehängt hat und das Wasser steigt. An den Trennschnitten bilden sich zwangsläufig Grate, die ein reibungsloses Hochkommen des abgetrennten Brückenteiles behindern. Um diese Reibung zu überwinden, wurde der abgetrennte und an den Hubschiffen aufgehängte Brückenabschnitt von einem der Schlepper ständig gerammt, wobei der Brückenteil immer ruckweise um einige Zentimeter hoch kam, bis er ganz frei war. Nun sollten die Hebepressen einsetzen, um den Hub durch die Kräfte der Natur in Gestalt der aufkommenden Flut noch durch Menschenkraft zu steigern. Jeder Brückenbauer kennt die Nützlichkeit solcher hydraulischer Pressen, weiß aber auch, daß sie sehr empfindlich sind und schon manchem Richtmeister Kopfschmerzen bereitet haben. So ging es auch hier; denn alle 8 Pressen versagten, obwohl sie vorher überprüft waren. Die spätere Untersuchung ergab, daß sie vorher mit Wasser betätigt und dann wegen des Frostes auf Öl umgestellt waren. Dabei waren die Manschetten anscheinend nicht genügend ausgetrocknet, so daß sie im Öl steif froren und nicht dichteten. Durch das Versagen der Pressen geriet der an den Hubschiffen noch tief im Wasser hängende Brückenteil schräg zur Stromrichtung auf einer Sandbank fest und kam in eine kritische Lage. In der folgenden Nacht wurde jedoch die nächste Ebbe dazu benutzt, um die Lochstangen nachzustellen. Anstatt die hängende Brücke mittels Lochstangen an den Hubschiffen zu heben, wurden also die Schiffe mit dem fallenden Wasser neben der auf Grund sitzenden Brücke abgesenkt und die Brücke bei niedrigstem Wasserstand wieder eingehängt,

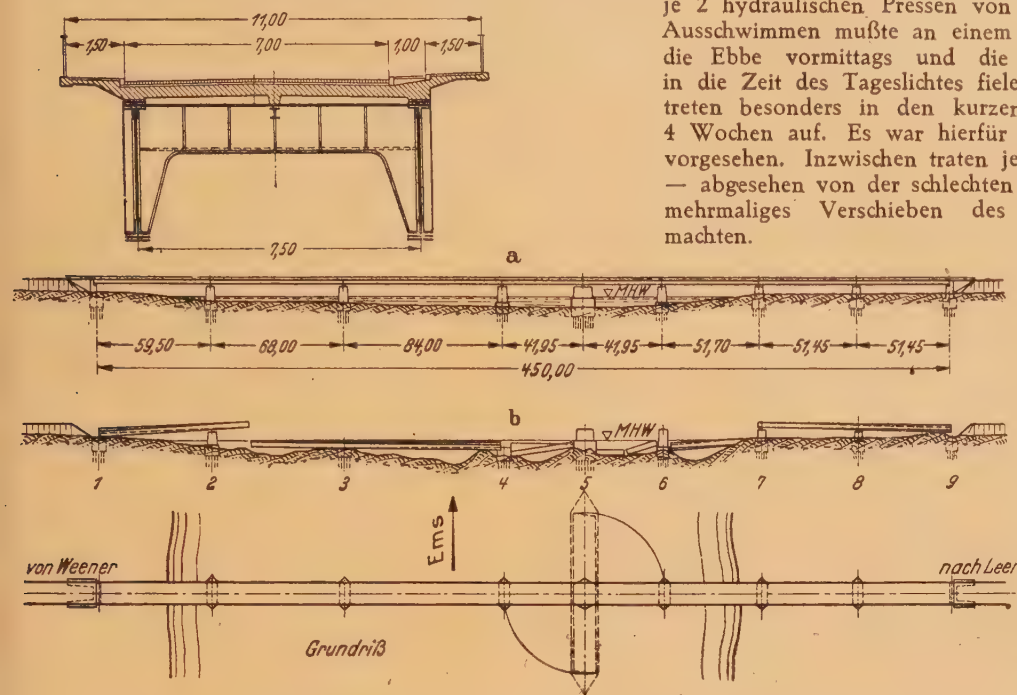


Abb. 4. Schematische Darstellung der Brücke. a) vor der Zerstörung, b) nach der Zerstörung.



Abb. 5. Schwimmkran mit einem 125 t schweren Teil der Drehbrücke.

geschraubte Konsolen die Übertragung der Querkraft gewährleistet. Gleichzeitig wurde das westliche Ende an dem über Pfeiler 2 vorkragenden Brückenabschnitt 1—2 mittels schwerer Scherzeuge aufgehängt.

so daß sie bei der nächsten Flut von der Sandbank frei kam.

Für das Ausschwimmen des größeren Abschnittes 3—4 wurde die Hubvorrichtung verstärkt. Statt der 8 Pressen von je 50 t wurden 4 Pressen von je 200 t Hubkraft eingebaut. Während beim Abschnitt 2—3 die Aufhängung durch schwere Klauen geschah, die sich nur um die Flanschen der Blechträger-Obergute herumlegten, also über Wasser eingebaut werden konnten, wurden für

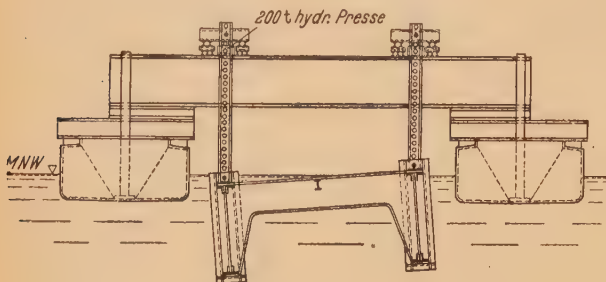


Abb. 6. Hebeschuten und Aufhängevorrichtung.

den Abschnitt 3—4 schwere Bügel konstruiert, die sich um den ganzen Blechträger herumlegten (Abb. 6). Sie mußten von den Tauchern in mühevoller Arbeit eingebracht werden.

Der Abschnitt 3—4 war 98 m lang, wog über 400 t und ruhte auf den Trümmern der Pfeiler 3 und 4. Während er bei Pfeiler 3 noch einigermaßen glatt auflag, war der südliche Hauptträger in einen 4 m tiefen Spalt des gesprengten Pfeilers 4 abgerutscht und lag hier mit dem Obergurt auch bei Ebbe noch etwa 1 m unter der Wasseroberfläche, und der Brückenquerschnitt bei 4 war gegenüber Punkt 3 um etwa 30° verdreht. Die Hubschiffe konnten mit Rücksicht auf die Pfeilertrümmer nur in Brückenmitte angesetzt werden. Sie waren nur halb so lang wie die Brücke, und die Hubträger waren mit Rücksicht auf die Konstruktion der Schiffe nur 20 m auseinander, so daß die Brücke an jedem Ende 39 m überkragte. (Abb. 7)

Um die Brücke in der Längsrichtung im Gleichgewicht zu halten, war zunächst vorgesehen, unter dem freien westlichen Ende sofort, und unmittelbar nach dem Ausschwimmen auch unter dem östlichen Ende, je einen Ponton von 100 t Tragkraft anzubringen. Beide Pontons waren von einer Werft entliehen, die sie vorher überholt hatte. Sie konnten nur bei niedrigstem Wasserstand, und

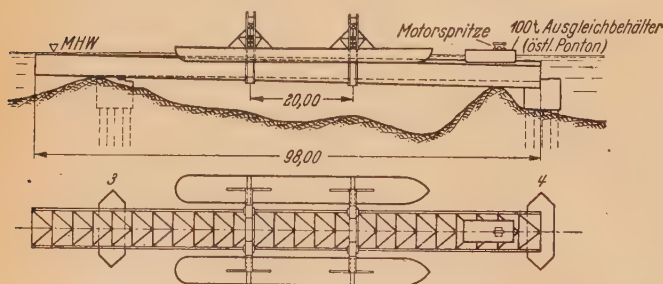


Abb. 7. Anordnung der Hebeschiffe.

wenn sie fast vollständig geflutet waren, unter die Querträger der Brücke eingeschwommen werden. Das Einschwimmen des westlichen Pontons geschah programmgemäß. Als er jedoch am andern Morgen leerpumpt und festgemacht werden sollte, war er inzwischen durch kleine Leckstellen gänzlich vollgelaufen und untergegangen — ein Zeichen für die unzulängliche Arbeit kurz nach dem Kriege. Von der Verwendung von 2 Pontons wurde deshalb abgesehen und der 2. Ponton nicht bei

Niedrigwasser unter der Brücke, sondern mit der Flut auf der Brücke abgesetzt. Er wurde dann zur Hälfte mit Wasser gefüllt, so daß durch weiteres Anfüllen oder Ablassen des Wassers das Gewicht des Behälters bis ± 50 t jederzeit reguliert werden konnte. Zum Füllen diente eine auf die Brücke gesetzte Motor-Feuerspritze. Dieser Ausgleichbehälter hat sehr wertvolle Dienste geleistet.

Einige Tage vor dem eigentlichen Ausschwimmen wurde der südliche Hauptträger an Pfeiler 4 unter Ausnutzung der Flut soweit angehoben, daß die Brücke auch an dieser Stelle fast horizontal lag. Zum Ausschwimmen standen 4 Schlepper von je 450 PS und ein fünfter von 250 PS zur Verfügung. Diese wären jedoch nicht in der Lage gewesen, die bei steigendem Wasser freikommende, aber noch tief im Wasser hängende Brücke quer zur Strömung zu halten. Sie wurde deshalb nach allen vier Richtungen hin mit schweren Seilen verankert. Im Strom wurden dazu schwere Anker von Seeschiffen versenkt. Jeder Anker wurde vorher durch Handkabelwinden auf feste Lage überprüft. Alle Verankerungen lagen in fest eingesicherten Handkabelwinden, so daß sie jederzeit auf Kommando angezogen oder nachgelassen werden konnten. Das Verankerungsschema ist aus Abb. 8 ersichtlich.

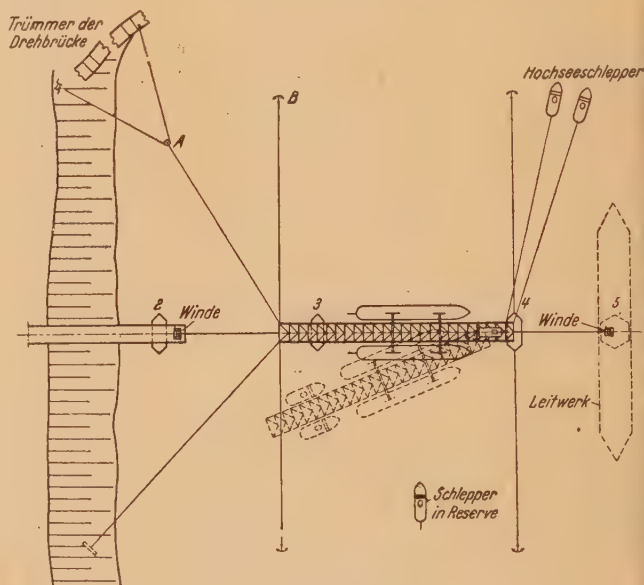


Abb. 8. Ausschwimmen der Brücke.

Das Ausschwimmen dieses Überbaues sollte am 27. 6. erfolgen. Wie erwartet, war die Brücke trotz des vorherigen Anhebens immer noch in den Trümmern des Pfeilers 4 festgeklemmt, so daß die Manometer an den Pressen rd. 100 t mehr Last ergaben, als das Brückengewicht betrug. Unter dieser Überlast brach trotz reichlicher Dimensionierung ein Gurtwinkel des Unterflansches des einen Hubträgers, so daß die Brücke mit fallendem Wasser wieder abgesetzt werden mußte. Es war ein klarer Trennbruch infolge zu spröden Materials, begünstigt durch Kerbwirkung infolge einer an sich unbedeutenden Beschädigung des Winkelschenkels durch einen Bombensplitter. Der Schaden wurde noch in der Nacht ausgebessert. Trotzdem mußte das Ausschwimmen um zwei Tage auf den 29. 6. verschoben werden, weil sich ober- und unterhalb der Brücke so viele Schiffe angesammelt hatten, daß der 28. 6. für die Schifffahrt freigegeben werden mußte.

Der Plan sah für das Ausschwimmen folgende Bewegungen vor:

1. Sobald das aufkommende Wasser die Brücke soweit gehoben hat, daß die Querträger über den Trüm-

mern des Pfeilers 4 frei sind, wird die Brücke um etwa 10 m. nach Westen verholt. Das geschieht durch Anziehen der Winde auf Pfeiler 2 und Nachlassen auf Pfeiler 5. Dadurch wird die Brücke aus dem Spalt des Pfeilers 4 herausgezogen und ist an diesem Ende frei.

2. Da die Flut die Brücke nicht genug hebt, um die Hauptträger seitlich über die Trümmer des Pfeilers 3 hinwegzubringen, wird jetzt die Brücke in vertikaler Richtung durch Füllen des Ausgleichbehälters soweit gekippt, daß sie beim Pfeiler 3 freikommt.

3. Jetzt wird das westliche Brückenende durch Schwenken nach Oberstrom von Pfeiler 3 abgedrückt. Hierzu werden die Verankerungen A und B nachgelassen. Die Bewegung selbst bewirkt die aufkommende Flut.

4. Bei nachlassendem Flutstrom werden nun alle Verankerungen losgeworfen. Wo die schweren Stahlseile nicht schnell genug freizubekommen sind, werden sie durch überall bereitgestellte Brennaparate gekappt. Dann gehen die beiden schweren Schlepper bei 4 auf Fahrt. Zwei weitere schwere Schlepper machen hinter den Hebeschiffen rechts und links an der Brücke fest und gehen ebenfalls auf Fahrt. Der fünfte Schlepper bleibt für unvorhergesehene Fälle zur freien Verfügung.

5. Die 4 Schlepper bringen nun die Brücke etwa 3 km die Ems herunter und zwar zunächst noch gegen den nachlassenden Flutstrom.

6. Während die noch etwa 2,50 m tief im Wasser hängende Brücke so in voller Fahrt abgeschleppt wird, wird an den 4 Aufhängestellen eifrig gepumpt, um die Brücke mittels der hydraulischen Pressen wenigstens soweit zu heben, daß sie in den flachen Seitenarm eingefahren werden kann.

Alle diese Bewegungen mußten in einer Zeitspanne von etwa 2 Stunden durchgeführt sein; denn der auf die Minute einsetzende Ebbstrom läßt keine Terminverschiebungen zu. Dank der sorgfältigen Vorbereitungen und des mustergültigen Einsatzes der Montagekolonne ging alles programmgemäß vor sich. Und doch entstanden zuletzt beim Festmachen der Brücke noch Schwierigkeiten, indem der einsetzende Ebbstrom das vordere Ende der Brücke nach dem Ufer zu drückte, so daß es auf Grund geriet und die Schlepper es nicht mehr freibekamen. Hier rettete der Ausgleichtank und die Feuerspritze. Durch sofortiges Ballastgeben am hinteren Ende der Brücke gelang es, das vordere Ende schneller zu heben als der Wasserspiegel fiel, so daß die Brücke frei kam.

Anschließend wurden die Hebeschuten zur Räumung der großen Trümmer der Pfeiler 3 und 4 verwandt. Bei Ebbe wurden die schweren Brocken von Tauchern in Seilschlupfen befestigt, die durch Winden straff gezogen wurden. Die aufkommende Flut hob sie dann mit den Schiffen hoch, so daß sie abtransportiert und an anderer Stelle versenkt werden konnten. Auf diese Weise wurden Pfeilerstücke bis 70 t Einzelgewicht geräumt. Die weitere Räumung dieser beiden Pfeiler erfolgte mit Rücksicht auf die geplante Wiederherstellung mit verschiedenen Mitteln.

Beim Pfeiler 3 waren die Verhältnisse klar und einfach. Die Wassertiefen sind gering. Der Pfeiler wurde deshalb mit einer Spundwand umgeben, in deren Schutz die Wiederherstellung des Pfeilers erfolgen wird.

Viel komplizierter lagen die Verhältnisse beim Pfeiler 4. Hier waren schon vor der Zerstörung Auskolkungen festgestellt, zu deren Beseitigung Steinschüttungen und Faschinen rings um den Pfeiler vorgesehen wurden. Trotzdem sind nach der Sprengung dicht neben dem Pfeiler in der Drehöffnung Auskolkungen bis 14,20 m Tiefe auf-

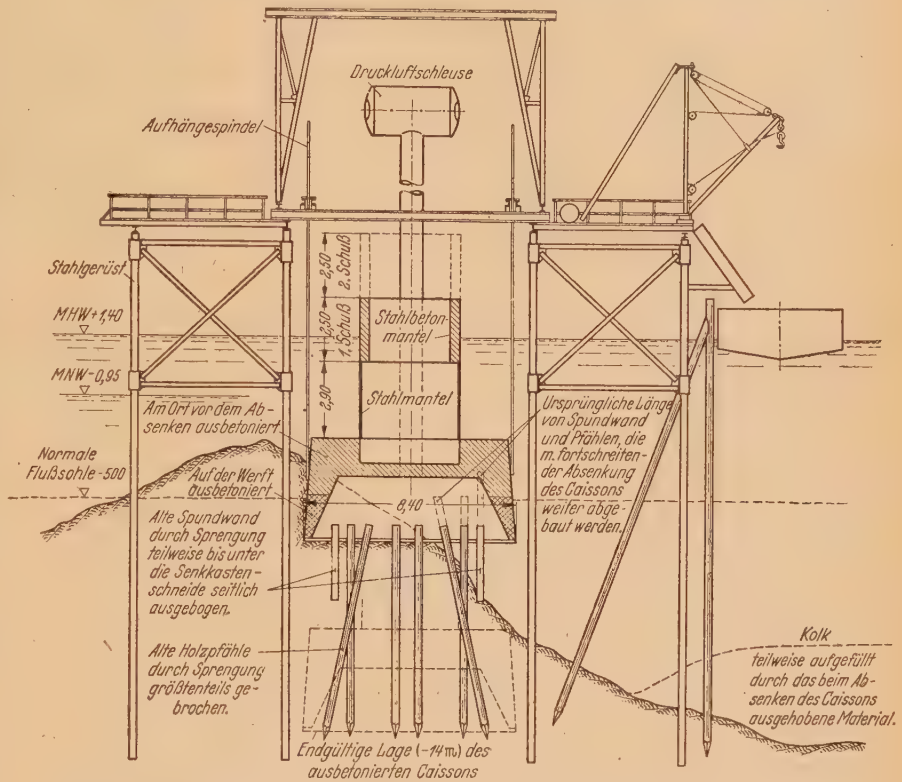


Abb. 9. Druckluftsenkkasten zur Beseitigung und Erneuerung des Pfeilers 4.

getreten, und die Spundwand war stellenweise so weit unterspült, daß der Taucher aufrecht darunter hergehen konnte. Auf der anderen Seite des Pfeilers war vor einigen Jahren ein mit eisernen Trägern beladenes Emschiff gegen den Pfeiler gestoßen und in unmittelbarer Nähe desselben untergegangen und versandet. Einerseits machten also Pfeilertrümmer, Faschinen, Steinpackungen, ausgebrochene und versandete Spundwandteile und das versunkene Schiff das Rammen einer neuen Spundwand

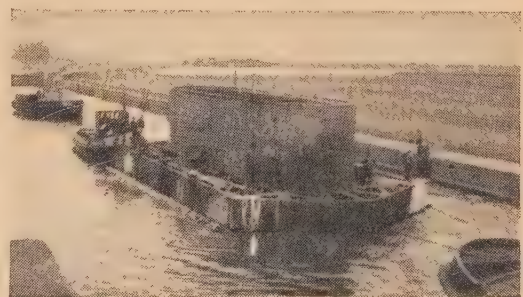


Abb. 10. Der Senkkasten beim Transport durch die Hafenschleuse in Leer.

um den zerstörten Pfeiler unmöglich, andererseits hätte eine solche Spundwand mindestens 15 m tief geschlagen werden müssen, und selbst dann wäre bei den tiefen Kolken und dem feinen Sand die Gefahr eines Grundbruches nicht ausgeschlossen gewesen. Hier kam also nur eine Senkkasten-Gründung in Frage (Abb. 9). Mit Rück-

sicht auf die großen Unebenheiten der Flußsohle und der zu überwindenden Hindernisse mußte der Caisson von einem festen Gerüst aus an Spindeln abgesenkt werden, bis er alle Hindernisse überwunden und tragfähigen Boden erreicht hatte. Dabei mußten unter der Schneide ständig alte Spundwand- und sonstige Stahlteile mit Wasserstoff-Unterwasserschneidbrennern beseitigt werden.



Abb. 11. Arbeitsbühne fertig zur Aufhängung des Senkkastens

Auch mußten in dem Senkkasten und teilweise sogar unter der Schneide sämtliche Gründungspfähle des alten Pfeilers Stück für Stück abgesägt werden. Die Zerstörung des alten Pfeilers, wie sie im Senkkasten offenbar wurde, war vollständig gewesen und ging erheblich über das hinaus, was die Taucher auf Grund ihres Ab tastens hatten berichten können. Der Senkkasten war zur Zeitersparnis aus Stahl hergestellt, zur Baustelle geschwommen und an den Spindeln aufgehängt. Vor dem Einschwimmen waren die Schneiden und nach der Aufhängung der Raum unmittelbar über der Kammer ausbetoniert. Bei weiterem Absenken wurde der Stahlmantel des Schafes zunächst durch einen dünnen Stahlbetonmantel verlängert, um die Spindeln nicht unnötig zu belasten, während das eigentliche Ausbetonieren erst nach Erreichen tragfähigen Baugrundes erfolgte. Aus den

Abb. 10 und 12 ist die Konstruktion des Senkkastens ersichtlich. Er besteht aus der eigentlichen Arbeitskammer, die später ausbetoniert wurde und als Pfeilerfundament dient, und dem darauf gesetzten Stahlmantel für den unteren Teil des Pfeilerschaftes. Der Druckluftschacht und die Druckluftschleuse waren zur Zeit der Aufnahme des Bildes noch nicht aufgebracht. Ein Vergleich der Abb. 11



Abb. 12. Senkkasten an der Arbeitsbühne aufgehängt.

und 12 läßt den Unterschied des Wasserspiegels zwischen Ebbe und Flut deutlich erkennen. Auf Abb. 11 sind die 10 Spindeln zur Aufhängung zu sehen.

Der dritte Abschnitt der Bergungsarbeiten, nämlich das Heben der über Land liegenden Überbauten ging ohne Schwierigkeiten nach üblichem Verfahren vonstatten und braucht hier nicht näher beschrieben zu werden. Nach der Währungsreform wurden diese Arbeiten wegen Schwierigkeiten in der Finanzierung vorübergehend unterbrochen und nur die Gründung des Pfeilers 4 fortgesetzt. Doch ist zu hoffen, daß die Arbeiten im Jahre 1949 in vollem Umfange wieder aufgenommen werden können.

Risse an Schwergewichtsstaumauern und ihre Verhinderung.

Von Prof. Dr.-Ing. Heinrich Preß, Berlin.

Risse an zahlreichen aus Beton hergestellten Schwergewichtsstaumauern des In- und Auslandes führten dazu, sich eingehender mit der Gefahr der Rissebildung bei Schwergewichtsstaumauern in Beton zu befassen.

Die Risse traten fast durchweg während der Bauzeit auf, während noch betoniert wurde und noch kein Stau vorhanden war. Es waren offensichtlich keine Setzungsrisse, sondern — wie sich durch eingehende Untersuchungen an einigen Sperren eindeutig ergab — Schwindrisse. Das Schwinden tritt bei Beton stets auf und ist unvermeidbar, es ist bei Massenbeton aber wegen der Rissegefahr besonders zu beachten. Das Schwinden entsteht mit der Austrocknung und der Abgabe der Abbindewärme. Der Schrumpfung steht die Einspannung im Fels, im Baugrund entgegen. Auch treten in den einzelnen Betonblöcken verschiedene große Schwindmaße auf.

Um die Schwindrisse zu vermeiden oder zu mildern, um der verschiedenartigen Schrumpfung der einzelnen Blöcke entgegenzutreten, ist man bei Ingenieurbauwerken in Beton dazu übergegangen, durch geeignete Schwindbewehrung neben der Verwendung von raumbeständigem Zement, geeignetem Zuschlagmaterial und wenig Anmachwasser auch Fugen anzuordnen. Um die Einspannung an der Sohle zu verhindern, setzt man die Bauwerke auf eine über die ganze Sohle ausgebildete Fuge von Asphaltbitumenpappe.

Bei Staumauern in Schwergewichtsform ist jedoch eine solche den Schwindrissen entgegenwirkende Fuge unmöglich. Die genügende Gleitsicherheit ist an sich schon schwer erwirkbar, eine Schwindbewehrung des ganzen Querschnittes wäre wirtschaftlich nicht vertretbar. Es

sind daher andere Maßnahmen zu ergreifen, die in weiterem näher erörtert werden.

Die ersten Zugbeanspruchungen, die ersten Risse (a) entstehen durch die Randabkühlung des Betons während der Abbindezeit. Da an der Luftseite zunächst die Auflast fehlt, solange noch kein Stau vorhanden ist, öffnen sich dort die waagrechten Anschlußfugen. Es bilden sich Randabkühlungsrisse im Bereich der luftseitigen Gründungsfläche und bei den Jahresabschlußfugen (a) Abb. 1

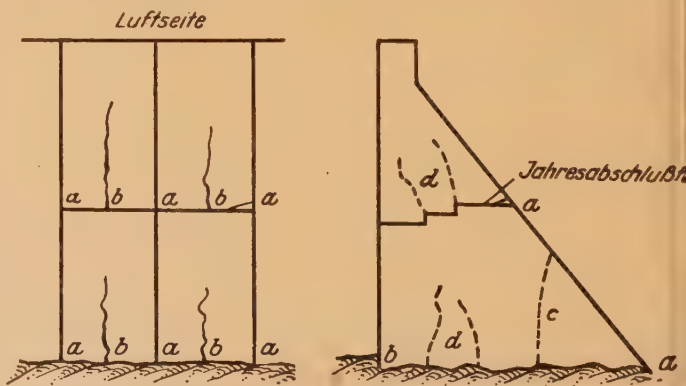


Abb. 1. Lage der auftretenden Risse.

— Die Temperaturunterschiede zwischen Kern und Schale führen zu Schalenrissen. Spaltrisse entstehen bei stark abweichenden Temperaturen im Zeitpunkt der Haftung in den Arbeitsfugen. All diese Risse sind zwar statisch bedeutungslos. Sie beeinträchtigen jedoch die Wetterbestän-

digkeit. Deshalb ist es wichtig, dagegen anzugehen. Um sie zu vermeiden oder zumindest zu mildern, ist die Oberfläche während der Abbindezeit beständig feucht zu halten. Es empfiehlt sich, den Beton nach dem Ausschalen mit Strohmatte abzudecken. Selbstverständlich ist ein raumbeständiger Zement, der nicht soviel Abbindewärme erzeugt, zu benutzen; sind grobkörnige Zuschlagstoffe zu verwenden, ist ein möglichst wasserarmer Beton unter

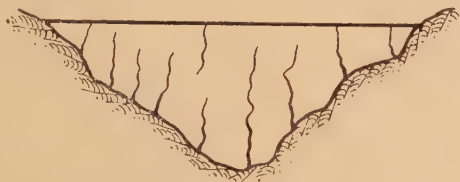


Abb. 2. Risse in einer Mauer ohne Querfugen.

Anwendung von Innen- und Außenrüttlern einzubringen und der Zementgehalt möglichst gering zu halten. Der Zementgehalt wird heute auf höchstens 150 kg/m^3 fertigen Beton beschränkt. Gußbeton wird wegen des zu großen Wassergehaltes nicht mehr verwendet. Flußsandschotterbeton erfordert etwa die $1\frac{1}{4}$ -fache, Brechsandschotterbeton die $1\frac{1}{2}$ -fache Annachwassermenge wie Kiesbeton, sowie dementsprechend mehr Zement. Mit wachsender Korngröße

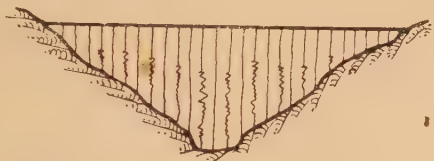


Abb. 3. Risse in Fortsetzung nicht heruntergeführter Querfugen.

nimmt der Wasseranspruch schnell ab. Die Abnahme des Zementgehaltes bringt Verringerung des Schwindmaßes und Zunahme des Betongewichtes.

Bei leerem Staubecken treten außerdem Querrisse auf (Abb. 1). — Sie entstehen durch die verschiedenartige Verkürzung der Betonblöcke und die mehr oder weniger große Einspannung am Fels beim Schwinden. Durch

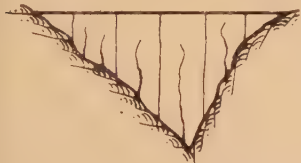


Abb. 4. Querrisse in den zu großen (32 m) Feldern.

richtige Anordnung der Fugen lassen sich diese Querrisse wesentlich herabmindern oder sogar gänzlich vermeiden. Es ist natürlich erforderlich, die Fugen bis auf den Fels herunterzuführen. Bei einigen amerikanischen Talsperren hatte man die Querfugen nicht heruntergeführt, die Mauern rissen in Verlängerung der ausgebildeten Fugen (Abb. 3). — Da die Rissebildung von der Verformungsfähigkeit des Betons und der Haftfähigkeit am Fels abhängig ist, ist es günstiger, von unten her Zwischenfugen anzuordnen, die vor dem Stau ausgepreßt werden (Abb. 5). — Querfugen müssen je nach der Elastizität des Fels angeordnet



Abb. 5. Vorschlag der Unterteilung der Querfugen von unten her.

werden. Es ist erforderlich, die Fugenteilung bei starrem Fels enger anzuordnen. Bei großen Fugenabständen bilden sich Zwischenrisse (Abb. 4). — Nach den Erfahrungen ist an der Sohle im allgemeinen ein Fugenabstand von 15 m, bei starrem Fels ein Abstand von 10–12 m erforderlich. An den Hängen ist wegen der größeren Berührungsfläche mit dem Fels die Fugenteilung enger, etwa 8–10 m weit,

durchzuführen (Abb. 6). — Eine Verzahnung der Fugen (sowohl lotrecht als auch waagrecht) hat nur Zweck, wenn die Mauer im Grundriß bogenförmig ausgebildet ist und die Fugenspalten durch Zementinjektionen vor dem Stau geschlossen werden (Abb. 7). — Die Verzahnung soll jedoch nicht bis zur Luftseite durchgeführt werden. Das Auspressen der Fugen hat bei tiefster Mauertemperatur zu erfolgen und ist nach dem Stau zu wiederholen.

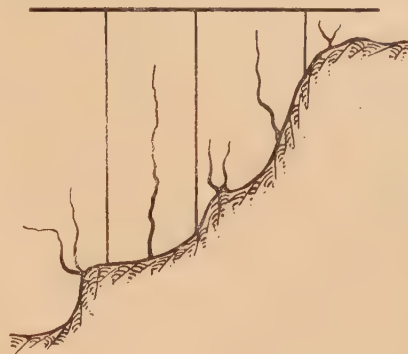


Abb. 6. Risse bei Felsvorsprüngen im Hang.

Durch das Schwinden kann bei leerem Staubecken auch das Abreißen des luftseitigen Mauerfußes auftreten (Abb. 1–c). — Der mit dem Fels verbundene Mauerfuß hat bei leerem Staubecken nur kleine Kräfte zu übertragen. Außerdem findet der Temperatureausgleich in diesem kleinen Querschnitt schneller statt. Die Schrumpfung veranlaßt diesen Riß. Zur Vermeidung dieser Art Risse sind neben dem zuvor Gesagten gute Abrundung und baldige Belastung durch Stau erforderlich.



Abb. 7. Verzahnte Fugen (Aufnahme einer ital. Sperre, nach Bautechnik 19 (1941) S. 552).

Die gefährlichsten Risse sind die Längsrissen, die gleichfalls bei leerem Staubecken auftreten (Abb. 1–d). Sie nehmen von der Gründungsfuge und an den Jahresabschlußfugen ihren Ausgang. Mit ihrem Auftreten muß bei stärkeren Mauern immer gerechnet werden. Sie sind deshalb so gefährlich, weil sie den Kraftverlauf bei gefülltem Becken kreuzen. Durch die Längsrissen wird der lotrechte Scherwiderstand erheblich geschwächt. Sie sind schlecht wahrzunehmen und zu beobachten. Diese Längsrissen entstehen beim Schwinden des Betons infolge der Einspannung an der Felssohle oder an den Jahresabschlußfugen. Die Längsrißgefahr wird mit der größeren Mauerstärke und mit dem festeren, der Baugrundverformung mehr widerstehenden Fels verstärkt. Je höher und stärker

die Mauer wird, je geringer also die Möglichkeit der Ableitung der Abbindewärme ist, um so größer ist die Gefahr der Längsrißbildung. Wenn das Staubecken gefüllt wird, ändert sich die Richtung der Hauptspannungen. Es wurde daher vorgeschlagen, diese günstige Änderung durch Schrägfugen zwangsläufig herbeizuführen. Diese Schrägfugen sollten parallel zur Richtung der Hauptspannung eingebaut werden, so daß die Mauer in Richtung der kleinsten Beanspruchung zerschnitten würde (Abb. 8). Diese Fugen sind jedoch schlecht herzustellen. Außerdem ist zu beachten, daß in den nach den Trajektorien bei

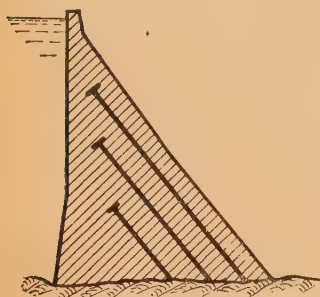


Abb. 8. Längsfugen parallel zu den Hauptdruckspannungen nach Noetzi.

Vollstau ausgebildeten Fugen auch Schubspannungen übertragen werden müßten, da sich die Trajektorien je nach der Wasserspiegellage ausbilden, also mit der Veränderung der Wasserspiegellage nicht mehr Hauptrichtung sind. Diese Schrägfugen sollten nicht bis zur Wasserseite durchgeführt werden. Es besteht aber die Gefahr, daß diese Fugen sich zu Rissen bis zur

Wasserseite weiterausbilden. Es dürfte daher besser sein, von dieser Fugenausbildung Abstand zu nehmen.

Auf jeden Fall soll mit dem Stauen frühzeitig begonnen werden, damit sich Längsrisse gar nicht erst bilden können. Auch sollten alle über 40 m hohen Staumauern

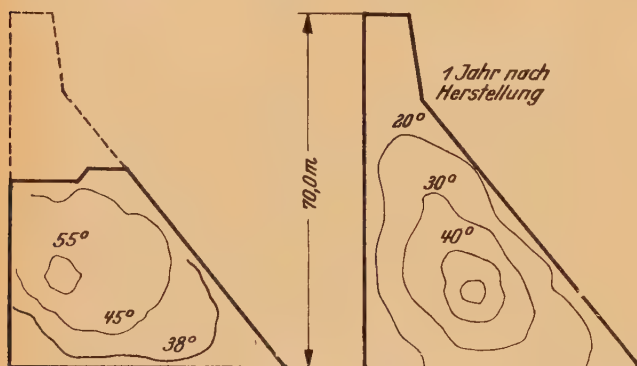


Abb. 9. Temperaturverlauf im Querschnitt.

in Schwergewichtsform zur zusätzlichen Sicherheit eine bogenförmige Grundrißausbildung erhalten. Über 100 m Höhe sollte man im allgemeinen Schwergewichtsmauern wegen der mit der größeren Breite verbundenen größeren Längsrißgefahr vermeiden und dafür andere Ausführungsarten, wie Rundkopfstaumauern, Hohlpfilerstaumauern u. a. wählen.

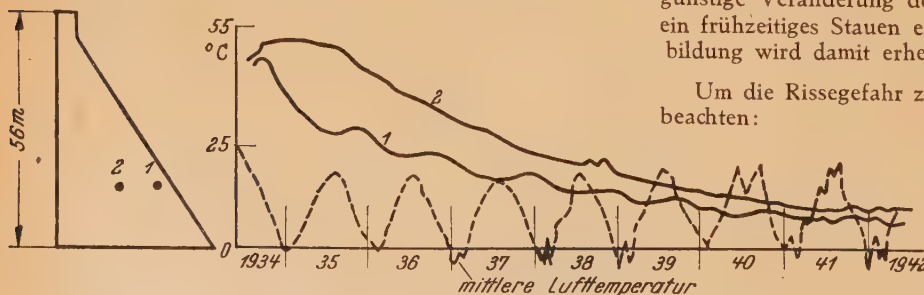


Abb. 10. Temperaturverlauf über 8 1/2 Jahre im Vergleich zur mittleren Lufttemperatur.

Bei gefülltem Becken schließlich besteht die Gefahr, daß sich die Staumauer wasserseitig vom Fels löst und so dem Sohlwasserdruck einen großen Einfluß gibt (Abb. 1-e).

Mit elektrischen Fernmessern (Telemetern) sind bei verschiedenen Sperrn Temperatur- und Längenänderungs-

messungen vorgenommen (u. a. von Probst und Hoffmann sowie auch vom Verfasser), die wertvolle Einblicke in die Abbindevorgänge des Betons gaben. Es sei jedoch besonders darauf hingewiesen, daß alle Messungen im abbindenden Beton mit Vorsicht zu bewerten sind und nicht zu weiteren Schlüssen verwendet werden können.

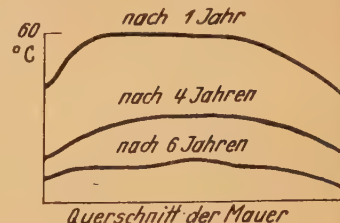


Abb. 11. Temperaturverteilung über dem Querschnitt bei einer anderen Sperrmauer.

Das plastische Verformen (Kriechen) des Betons wirkt dem Schwinden entgegen.

Temperaturbeobachtungen über 6 Jahre und mehr waren nötig, um zu beobachten, wann die Auskühlung beendet war (Abb. 9, 10, 11). Großen Einfluß auf die Temperaturerhöhung des Betons übt die Anfangstemperatur aus. Der Zeitpunkt, in dem die höchste Temperatur des Betons erreicht wird, verkürzt sich mit der steigenden Anfangstemperatur. Die Außentemperatur wirkt höchstens 9 m in die Tiefe. Günstige Temperaturentwicklung wurde durch 1,5 m hohe Blöcke erzielt. Beim Überbetonieren wird die Temperatur an die untere Schicht im Sommer schneller als im Winter abgegeben. Sie wirkt sich bis etwa 1,9 m Tiefe aus.

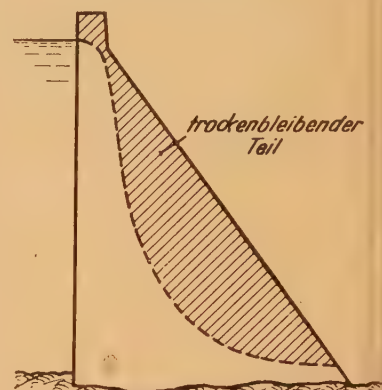


Abb. 12. Trockenbleibender Teil einer Sperrmauer.



Abb. 13. Ausbildung einer Kühlspalte (Tölke: Wasserkraftanlagen Berlin 1938, S. 297).

Das Stauwasser übt einen ausgleichenden Einfluß aus. Mit der Durchfeuchtung des Staukörpers, die mit Ausnahme eines Teiles an der Luftseite und an der Krone den ganzen Querschnitt erfaßt, tritt das Quellen des Betons auf, das dem Schwinden entgegenwirkt (Abb. 12). Auch aus diesem Grunde wie auch im Hinblick auf die günstige Veränderung der Spannungen im Baukörper ist ein frühzeitiges Stauen erwünscht. Die Gefahr der Rissbildung wird damit erheblich herabgesetzt.

Um die Rissegefahr zu mildern, ist daher folgendes zu beachten:

1. Einbringen des Betons in dünnen Schichten (Blockhöhe 1,50 m) und kleinen Blöcken.
2. Längere Pausen zwischen dem Einbau der aufeinanderfolgenden Schichten und Blöcken.
3. Einlegen von genügender Anzahl von Fugen.

4. Anwendung von Zementsorten, die wenig Abbindewärme entwickeln unter Verwendung von höchstens 150 kg Zement/m³ Beton. Möglichst trockene Mischungen, also wenig Anmachwasser, grobes Kornmaterial für die Zuschlagstoffe.

5. Gutes Nässen des Betons während der Abbindezeit bei Schutz unter Strohmatte.

6. Frühzeitiges Stauen.

7. Kühlung.

Zur Kühlung sei noch einiges besonders aus der Praxis heraus bemerkt. — Die Vorkühlung des Betongemenges ist nicht zweckmäßig. Die Kühlung der einzelnen Bestandteile vor dem Mischen ist jedoch sehr vorteilhaft. Bei Gewichtsmauern über 50 m Höhe sind zur Ableitung der Abbindewärme Kühlmaßnahmen erforderlich. Mit Kühltürmen im Beton wurden, wenn die Blockaufteilung nicht zu groß war, Erfolge erzielt (Abb. 13). Hierbei ist natürlich zu beachten, daß Kühltürme nur von Vorteil sind, wenn der Beton gut feucht gehalten wird. Bei ungenügendem Feuchthalten wird sonst, je länger und ausgiebiger die Luft Zutritt hat, nur das Schwinden gefördert. Aus Gründen der guten Dichtung sollten Fugenspalten nicht

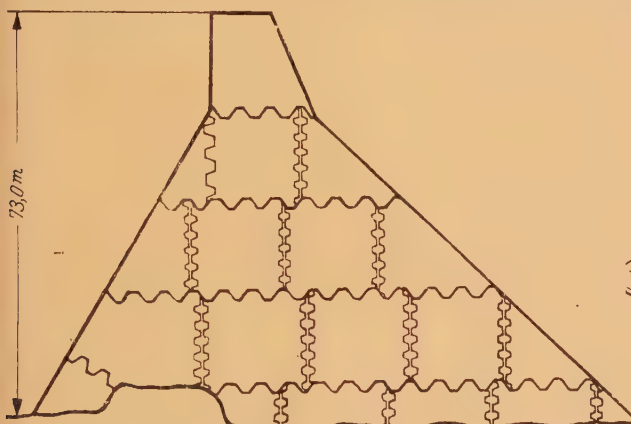


Abb. 14. Block- und Spaltfugeneinteilung (Tölke: Wasserkraftanlagen, Berlin 1938, S. 556).

breiter gemacht werden als herstellungstechnisch erforderlich ist (Abb. 14). Bei der Ariel-Mauer (USA.) z. B. waren die Fugen 60–90 cm breit. Bei dieser Mauer wurde in einem Teil eine Wasserinnenkühlung, im anderen eine Fugenspaltkühlung durchgeführt. Die Fugenspaltkühlung der Waterville-Bogenstauwand mit 2½ m breiten Fugen hat sich zwar im Hinblick auf die Kühlung bewährt, die Sperre war aber undicht (Abb. 15).

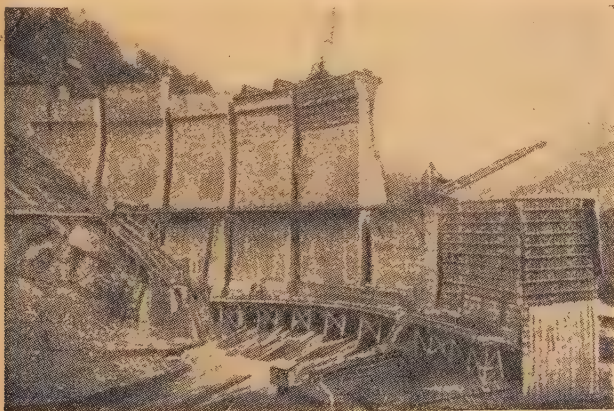


Abb. 15. Waterville-Stauwand mit Kühltürmen (Tölke: Wasserkraftanlagen, S. 303).

Die Wasserinnenkühlung hingegen wird durch dünne, von kühlem Wasser durchflossene Stahlrohre durchgeführt. Mit dieser Kühlung muß, wie die Praxis lehrte, mit Beginn des Betonierens angefangen werden. Dabei muß der Kühlvorgang so geregelt werden, daß kein zu steiler Wärmeabfall erzeugt wird. — Auch bei der größten Schwerkraftsperre, der 221 m hohen Boulder-Sperre, ist eine Wasserinnenkühlung durchgeführt worden. — Im allgemeinen werden die Blöcke von 15×15 m, wegen der Bogenwirkung strahlig angeordnet, mit Verzahnungen in den Blöcken versetzt, sowie auch zur Verdübelung in den

Höhenlagen unterschiedlich hergestellt (Abb. 16). Die Kühlung wird, zunächst mit luftgekühltem Wasser, später mit nach dem Ammoniakverfahren vorgekühltem Wasser

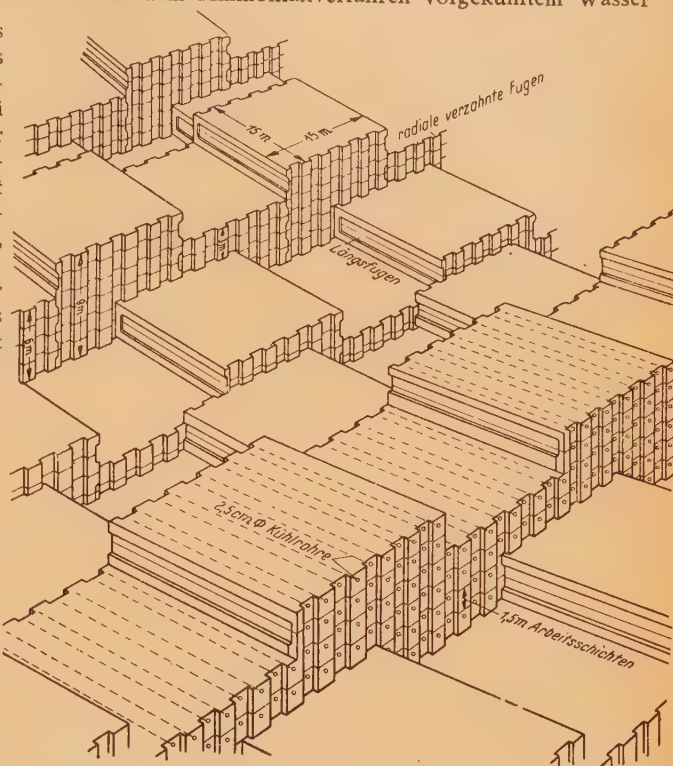


Abb. 16. Blockeinteilung mit Kühlrohren (Tölke: Wasserkraftanlagen, S. 309).

durchgeführt. Die Kühlwirkung ist dabei von der Luft zur Wasserseite zu steigern.

Über den Fugen werden die Kühlrohre mit Dehnungskupplungen ausgestattet. Im Durchschnitt muß ein Temperaturunterschied von rd. 25° C durch Kühlrohre ausgeglichen werden. Die Pumpleistung beträgt im allgemeinen 15 l/min.

Bei der Hohenwarthesperre (73 m hoch) wurde durch sofortiges Einsetzen der Kühlung die Kühlungszeit auf 3 Wochen herabgesetzt. (Man glaubte zunächst mit Saalewasserkühlung auszukommen, mußte jedoch später Ammoniakkühlung einbauen.)

Gegen Rohrbrüche ist die Anordnung zahlreicher Anschlüsse erforderlich.

Im übrigen ist die Verringerung der Kühlrohrabstände wirkungsvoller als eine Vergrößerung der Rohrdurchmesser. Die Kühlwirkung steht etwa im geraden Verhält-

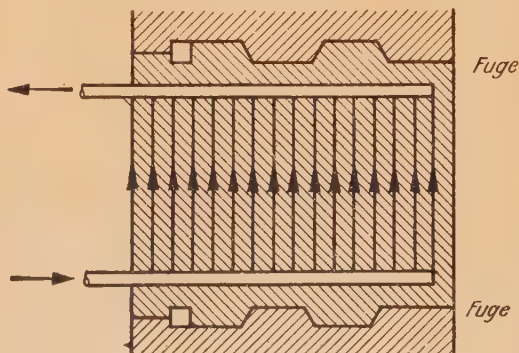


Abb. 17. Kühlrohranordnung.

nis zum Kühlrohrdurchmesser, jedoch sollten zu kleine Rohre aus strömungstechnischen Gründen nicht verwandt werden. Auch aus Festigkeitsgründen empfiehlt es sich etwa 4 cm als Durchmesser für Kühlrohre zu verwenden (Abb. 17, Abb. 18). Die Kühlrohre der Boulder-Sperre

z. B. hatten 2,5 cm $\varnothing$ und sind lotrecht in 1,5 m Abstand, waagrecht in 1,75 m Abstand verlegt worden.



Abb. 18. Kühlrohrharfe (Aufnahme eines Versuchsblocks).

Bei einigen Sperren wurde im übrigen neben der Betonkühlung auch eine Kühlung des Betongutes vor dem

Mischen angewandt, so daß also die Einbringtemperatur gleichfalls gering war. Die Kühlrohre verbleiben im Bauwerk und werden nach Beendigung der Kühlung unter Druck mit Zementmörtel ausgepreßt. Die Kühlkosten betragen etwa 2–5 % der Gesamtbaukosten.

Neuerdings wurde Eis in feinsten Verteilung an Stelle eines Teiles von Anmachwasser zur Kühlung verwandt, doch dürfte bei größeren Bauwerken die damit erzielbare Kühlwirkung nicht ausreichen; auch wäre die Beeinflussung des Betons durch diese Maßnahme noch eingehender zu prüfen.

Die Kühlung mit Kühlrohren, die erheblich teurer ist als die Kühlung mit Kühltspalten, hat alles in allem nicht den Erfolg gezeigt, der den aufgewandten Kosten und Mühen entsprach, (nicht die Schwindrisse gänzlich vermeiden lassen). Außerdem sind durch nicht voll ausgepreßte Kühlrohre sowie durch während des Kühlbetriebes geplätzte Kühlrohre Undichtigkeiten verursacht worden. — Mit den aufgeführten Maßnahmen 1–7, sämtlich zweckmäßig durchgeführt, dürften auch ohne Anwendung von teuren Maßnahmen Erfolge erzielbar sein.

Vom Wiederaufbau kriegszerstörter Straßenbrücken in Hessen.

Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Walter Wolf, Wiesbaden.

(Fortsetzung aus Heft 1 und Schluß.)

Die Autobahnbrücke über die Nidda bei Rödelheim (Abb. 23) wurde dadurch unbrauchbar gemacht, daß die südliche Pfeilerreihe gesprengt wurde. Der Überbau der rechten Seitenöffnung stellte sich dadurch schief und hob sich vom südlichen Widerlager ab. Der

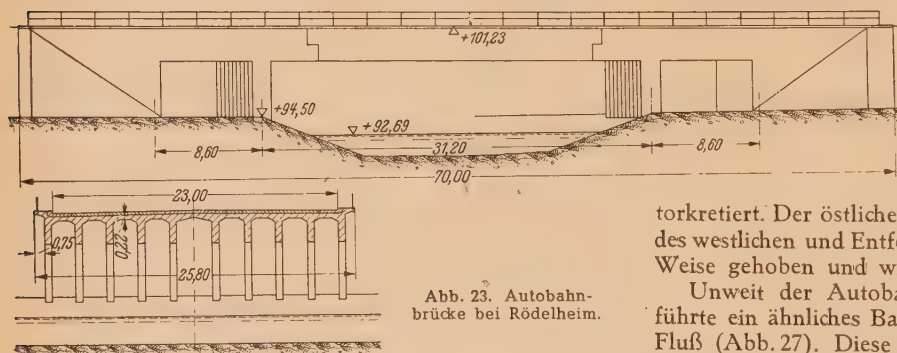


Abb. 23. Autobahnbrücke bei Rödelheim.

eingehängte Mittelteil mußte dieser Schiefstellung folgen, so daß die ganze Fahrbahntafel einen starken Winkel bildet und nicht mehr befahrbar war (Abb. 24). Die östl. Brückenhälfte war durch eine hölzerne Notbrücke behelfsmäßig benutzbar gemacht worden.



Abb. 24. Autobahnbrücke bei Rödelheim.

Nach der Art der Zerstörungen an den abgestürzten Bauteilen erschien es möglich, durch Anheben der Stahlbetonplattenbalken in der Nähe des Auflagers des Einhängeträgers durch geeignete Hubvorrichtungen die Brücke

wieder in ihre alte Lage zu bringen. Die Arbeiten, die sehr sorgfältig vorbereitet werden mußten, und bei denen Gewichte von rd. 800 t zu heben waren, wurden von der Fa. Fries-Ffm. durchgeführt, und zwar wurde mit Hilfe von 4 hydraulischen Pressen zunächst der westliche Überbau gehoben und auf Schwellenstapel abgesetzt (Abb. 25 u. 26).

Nach dem Ausrichten der Überbauten wurden die zerstörten Pfeiler, deren Stahlbewehrung ohne weiteres wieder verwendet werden konnte, neu betoniert und sonstige, durch den Absturz hervorgerufenen Risse torkretiert. Der östliche Überbau soll nach Inbetriebnahme des westlichen und Entfernung der Behelfsbrücke in gleicher Weise gehoben und wiederhergestellt werden.

Unweit der Autobahnbrücke über die Nidda überführte ein ähnliches Bauwerk die R 8/40 über den gleichen Fluß (Abb. 27). Diese Brücke war in ähnlicher Weise wie die Autobahnbrücke gesprengt worden. Auf ihren Trümmern wurde eine Behelfsbrücke auf Holzjochen und Walzträgern mit Bohlenbelag errichtet. Eine Hebung des ab-



Abb. 25. Hebung des westlichen Überbaus.

gestürzten Teiles erwies sich als nicht zweckmäßig, da im Gegensatz zur Autobahnbrücke die Hauptträger Stahlbetonhohlträger waren, die durch die Sprengung erhebliche Zerstörungen erlitten hatten und deren Wiederherstellung

nicht einwandfrei möglich gewesen wäre. Man entschloß sich daher, nur den auf der Frankfurter Seite gelegenen kurzen Brückenteil zu heben und ähnlich wie bei der Autobahnbrücke neue Stützen zu betonieren, den eingehängten Mittelteil dagegen durch eine Stahlträgerrostbrücke zu ersetzen. Der Querschnitt des neuen Brücken-



Abb. 26. Westlicher Überbau.

teiles, der sich in seinen äußeren Abmessungen selbstverständlich der bestehenden Konstruktion anpassen mußte, besteht aus 4 Hauptträgern und lastverteilenden Querträgern mit einer auf Verbundwirkung berechneten Betonfahrbahnplatte (Abb. 28). Die Ausführung liegt ebenfalls in den Händen der Fa. Fries-Frankfurt.

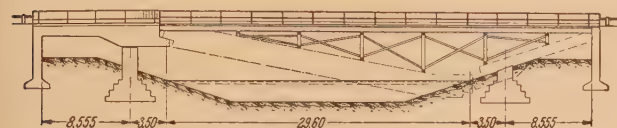


Abb. 27. Niddabrücke, Behelfsbrücke.

Die Autobahnbrücke über die Lahn bei Limburg, die wegen ihrer Länge, ihrer bedeutenden Höhe und ihrer landschaftlichen Lage in der Nähe des Limburger Domes weithin bekannt war, galt als ein Meisterwerk der

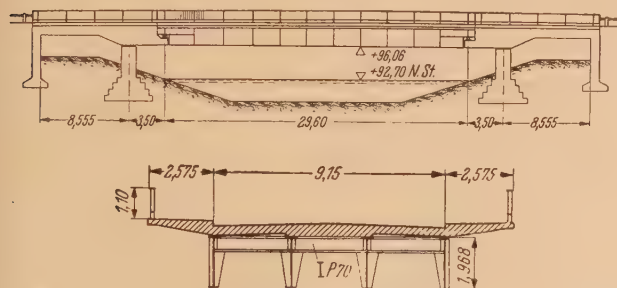


Abb. 28. Neue Niddabrücke.

Brückenbaukunst (Abb. 29). Sie war in den Jahren 1937/39 erbaut worden und kreuzte die Lahn, die Eisenbahn und eine linksufrige Straße. Die Fahrbahn liegt 56 m hoch über dem Wasserspiegel. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 514 m; auf 12 hohen Pfeilern in 34 m Abstand



Abb. 29. Alte Autobahnbrücke bei Limburg.

und 2 langgestreckten Widerlagern waren 13 Betonbogen errichtet. Das ganze Bauwerk war mit Travertinsteinen verkleidet.

Die beiden Pfeiler am linken und rechten Ufer und der mittlere im Fluß stehende höchste Pfeiler wurden in der

Nacht vom 25. zum 26. März 1945 gesprengt. Dadurch stürzten insgesamt 6 Pfeiler und 7 Bogen ein und versperrten Straße, Eisenbahn und Fluß vollkommen. Es wurde zwar sofort mit der Räumung begonnen, die auch für Straße und Eisenbahn bis zum Herbst 1945 durchgeführt war, sich jedoch bei dem Flußbett bis zum Herbst 1947 erstreckte.

Der Wiederaufbau der zerstörten Lahntalbrücke war mit Rücksicht auf die schwierigen Umleitungsverhältnisse — der Gesamtverkehr mußte durch die engen winkligen Straßen der Stadt Limburg und über die nur 5,2 m breite Nepomukbrücke geführt werden — ein dringendes Erfordernis. Die Wiederherstellung auch nur einer Fahrbahn in der alten Form scheiterte von vornherein an den außerordentlich hohen Kosten, dem Mangel an Arbeitskräften und Baumaterial in der Zeit vor der Währungsumstellung, obwohl diese Lösung selbstverständlich von allen beteiligten Stellen als die erstrebenswerteste angesehen wurde. Dagegen stand aus Beständen der Reichsbahn genügend Kriegsbrückengerät (R-Gerät) zur Verfügung, welches schließlich zum Einbau in der etwa 240 m betragenden Lücke vorgesehen wurde. Die Anordnung der neuen Stahlkonstruktion geht aus Abb. 30 hervor. Diese Lösung, so wenig befriedigend sie auch vom ästhetischen Standpunkt aus erscheinen mag, gestattet zu gegebener Zeit die Wiederherstellung der Brücke in der alten Form, wenn auch voraussichtlich nur einbahnig. Sie wird nach ihrer Fertigstellung, die im Frühjahr 1949 durch die Fa. MAN-Gustavsborg vorgesehen ist, jedenfalls einem dringenden Verkehrsbedürfnis abhelfen und die nach Aufhebung der Zonengrenzen besonders wichtige Autobahnverbindung Frankfurt (Main)—Köln wesentlich verbessern.

Das Kreuzungsbauwerk Kirchheim dient der Überführung der hochliegenden Autobahnstrecke Eisenach—Frankfurt/Main über die tiefer liegende Strecke Kassel—Fulda. Beide Strecken kreuzen sich unter einem sehr spitzen Winkel (rd. 41°). Außerdem liegt die hochliegende Strecke an der Kreuzungsstelle in einer Krümmung mit 500 m Radius in sehr starkem Gefälle (1 : 15). Diese Umstände ergaben ein Bauwerk von sehr unregelmäßigen Abmessungen (Abb. 31).

Die alte Brücke bestand aus einem zweifeldrigen Bauwerk zwischen massiven Widerlagern. Je Fahrbahnhälfte waren 4 durchlaufende vollwandige Blechträger angeordnet, die ihrerseits in der Mitte auf je 4 einzelne Stahlpendelstützen aufgelagert waren. Da beide Fahrbahnen gestaffelt ausgeführt waren, die Trägerunterkanten aber in einer Ebene liegen sollten, hatten sich für sämtliche 8 Hauptträger außer verschiedenen Längen auch verschiedene Höhen ergeben. Die Gesamtstahlkonstruktion war durch die Sprengung so zerstört worden, daß die Stahlteile nicht wieder verwendbar waren. Das mittlere Fundament sowie die beiden Widerlager waren dagegen nur geringfügig beschädigt.

Mit Rücksicht auf die Stahlknappheit — für einen neuen Stahlüberbau wären etwa 350—400 t Stahl erforderlich geworden — entschloß man sich, den neuen Überbau mit Hilfe von Spannbetonträgern herzustellen, die die Hauptträger bilden und als Betonfertigteile montiert werden. Durch Anordnung einer Mittelunterstützung in Form von 2 vierstieligen Stahlbetonrahmen entstanden wieder 2 Felder von 24—26 m Stützweite. Die Zahl der Hauptträger wurde je Fahrbahnhälfte auf 6 erhöht. Da es nicht ganz einfach ist, Betonfertigteile nachträglich biegefest zu verbinden, wurde auf eine durchlaufende Wirkung über die Mittelstütze verzichtet; die Hauptträger werden also jeweils als einfache Balken, die beide Öffnungen überbrücken, ausgebildet und der Überbau wird durch eine Fuge über der Mittelunterstützung in 2 voneinander unabhängige Tragwerke getrennt. Die Hauptträger sind durch Endquerträger und mittlere Querträger gegeneinander ausgesteift, die ebenso wie die Fahrbahnplatte an Ort und Stelle betoniert werden.

Mit Rücksicht auf die Trennung der Überbauten durch eine Mittelfuge muß die Mittelunterstützung der Überbauten im Fundament eingespannt werden und die Auflagerung der Überbauten auf Rollenlagern erfolgen, so daß also lediglich die Fuge über dem Mittelpfeiler eine Bewegungsfuge darstellt, in der sich die Längenänderungen ausgleichen können.

Die gesamte untere Bewehrung der Spannbetonträger wird vorgespannt, d. h. vor dem Einbetonieren künstlich und mit besonderen Vorrichtungen unter eine hohe Zug-

steht nämlich trotz der Verwendung von Fertigteilen im endgültigen Zustande eine Konstruktion, die als durchaus monolithisch anzusehen ist.

Außerdem sind die Vorteile der normalen Stahlbetonbauweise in Bezug auf ihre leichte Anpassungsfähigkeit an komplizierte Formen, die hier durch die verschiedenen Neigungen der Fahrbahn, ihre Krümmung und durch die

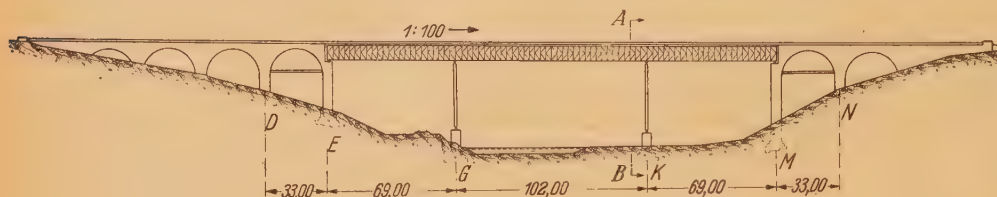
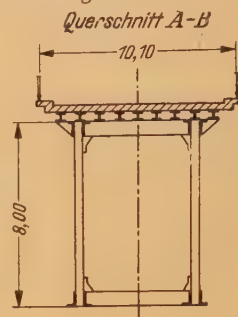


Abb. 30.
Neue Autobahnbrücke
bei Limburg.



spannung gebracht. Nach dem Erhärten des Betons werden die Vorspannstäbe von ihrer vorübergehenden Verankerung gelöst, so daß sich die in ihnen aufgespeicherte Zugkraft auf den Beton der Hauptträger auswirkt. Dadurch entsteht in seinem unteren Bereich eine hohe Druckvorspannung, die so bemessen ist, daß die stärkste Biegebeanspruchung im eingebauten Zustande und bei Vorhandensein voller Verkehrsbelastung an keiner Stelle

schräge Überschneidung entstehen, auch bei dieser Bauweise voll ausgenutzt. Eine perspektive Teilansicht des fertigen Bauwerkes, welches durch eine Arbeitsgemeinschaft Wayss & Freytag A.G. und Bolender/Hersfeld ausgeführt wird, zeigt Abb. 32.

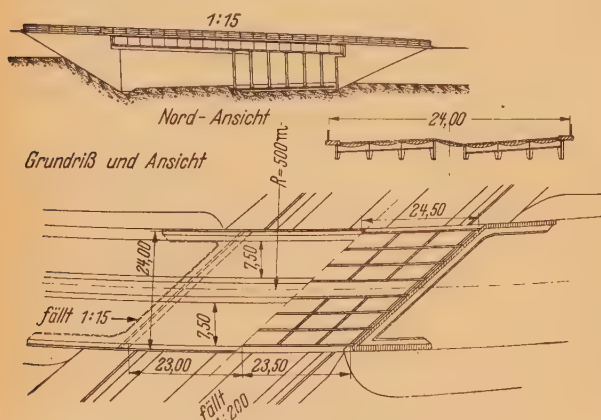


Abb. 31. Kreuzungsbauwerk bei Kirchheim.

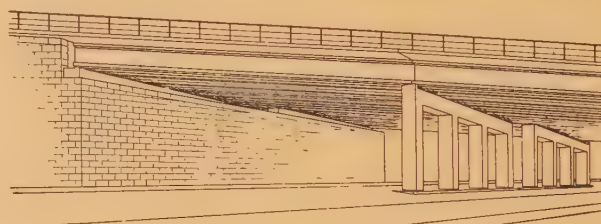


Abb. 32. Kreuzungsbauwerk bei Kirchheim.

des Trägers Zugspannungen im Beton erzeugen kann. Auch die durch die Schubbeanspruchung hervorgerufenen schrägen Hauptzugspannungen werden durch die Vorspannung wesentlich verringert. Dadurch, daß die Spannbetonträger ein T-förmiges Profil erhalten und für die Vorspannungsbewehrung ein sehr hochwertiger Stahl verwendet wird, ist es möglich, das Trägereigengewicht und den Stahlverbrauch wesentlich zu vermindern. Insgesamt werden für das gesamte Bauwerk nur etwa 90 t Stahl benötigt.

Die Spannbetonträger werden auf der unteren Autobahn unmittelbar an der Brücke hergestellt und nach ihrer Erhärtung mit Hilfe eines 35 t-Schwenkmastes aus der Herstellungsform herausgehoben, hochgezogen und in ihre endgültige Lage gebracht. Das Gewicht des schwersten Trägers beträgt 32 t. Durch diesen Arbeitsvorgang wird die sonst bei Stahlbetonausführungen erforderliche Einrüstung der Brücke vermieden.

Lediglich für die Einschalung des später herzustellenden Betons der Fahrbahnplatte und der Querträger werden geringe Mengen an Schalholz erforderlich.

Da die Überbauten nur teilweise aus fertigen Teilen hergestellt werden, und diese untereinander nur durch örtlich hergestellten Beton größerer Abmessungen verbunden werden, sind auch die Vorteile der Normal-Stahlbeton-Bauweise in vollem Umfange vorhanden. Es ent-

Erwähnenswert, besonders hinsichtlich der Erfahrungen beim Abbruch des zerstörten Teiles der Brücke, ist die Lahnbrücke bei Ahausen. Die Brücke bestand aus einem großen Bogen mit etwa 54 m Stützweite und einer anschließenden kleineren Öffnung von 16 m Lichtweite (Abb. 33) und war als eingespannter Stahlbetonbogen ausgeführt. Der große Bogen über die Lahn wurde infolge der Kriegereignisse zerstört. Bei der Beseitigung der Trümmer und der Freilegung der Widerlager entstanden Bedenken, ob es zweckmäßig sei, den neuherzu-

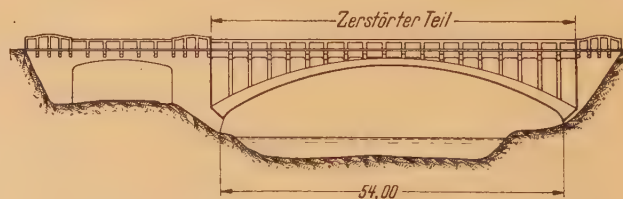


Abb. 33. Lahnbrücke bei Ahausen.

stellenden Bogen wiederum als eingespannten Bogen auszuführen. Die erforderliche Verankerung eines eingespannten Bogens in die vorhandenen Widerlager, die noch mit den Bewehrungen des ehemaligen gesprengten Bogens

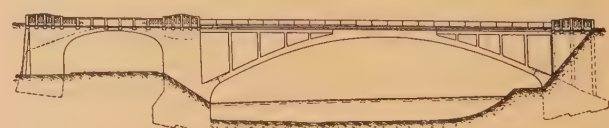


Abb. 34. Neue Lahnbrücke Ahausen.

durchsetzt waren, wäre sehr schwierig gewesen. Es erschien deshalb zweckmäßig, einen Zweigelenkbogen auszuführen, der in Abb. 34 dargestellt ist. Die Herstellung, die die Fa. Bödicker-Eschwege übernommen hat, erfolgte

in der üblichen Weise auf einem aus 5 Bindern bestehenden Lehrgerüst und konnte ohne besondere Schwierigkeiten durchgeführt werden. Der Bogenstich beträgt 7,015 m, die Stärke am Scheitel 1,2 m, am Kämpfer 0,7 m.



Abb. 35. Fuldabrücke bei Hersfeld.

Die Brückenfahrbahn, die im einseitigen Gefälle liegt, wird als kreuzweise armierte durchlaufende Eisenbetonplatte ausgeführt.

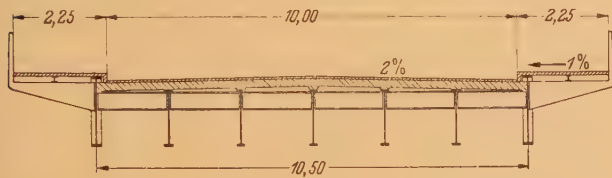


Abb. 36. Querschnitt der neuen Fulda-Brücke Hersfeld.

Einige weitere technisch interessante im Bau befindliche Brücken sollen im folgenden nur noch kurz dargestellt werden.

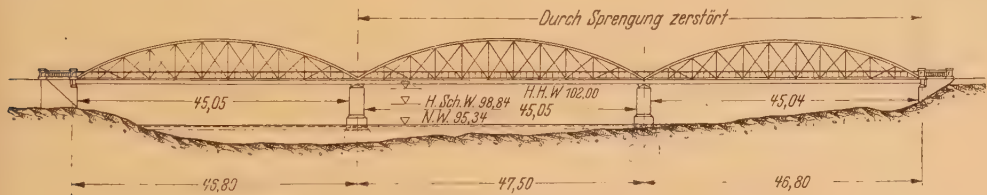


Abb. 38. Weserbrücke Karlshafen.

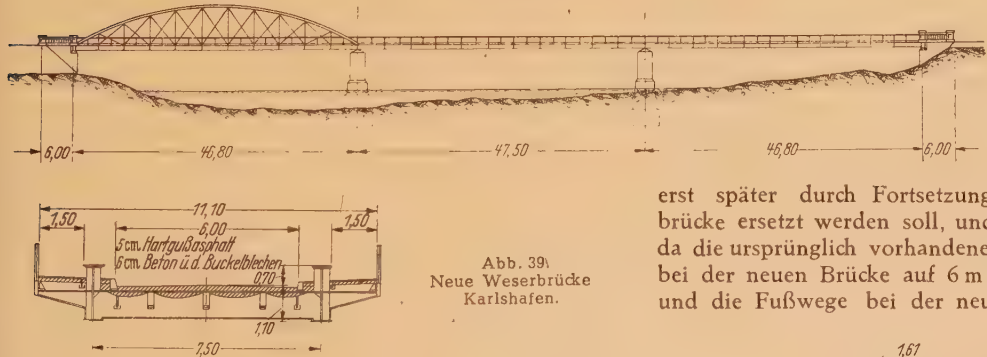


Abb. 39. Neue Weserbrücke Karlshafen.

Im Zuge der Regulierung der Fulda und Haune bei Hersfeld durch Zusammenlegung beider Flüsse in ein gemeinsames Flußbett, werden 2, aus je 3 Bogen bestehende Massivbrücken, von denen jeweils der mittlere Bogen durch Sprengung zerstört war (Abb. 35), durch eine neue stählerne, geschweißte Blechträgerbrücke von 22,5 + 32,2 + 22,5 m Stützweite ersetzt. Die neue Brücke erhält 7 Hauptträger, deren Anordnung aus Abb. 36 hervorgeht. Durch die mit dem Brückenbau zusammenhängende Begradigung und Verbreiterung der R 27 werden

die Verkehrsverhältnisse an dieser Stelle erheblich verbessert.

Bei Dennhausen, Bez. Kassel, war die über die Fulda führende Massivbrücke ebenfalls zerstört. Ihr Er-

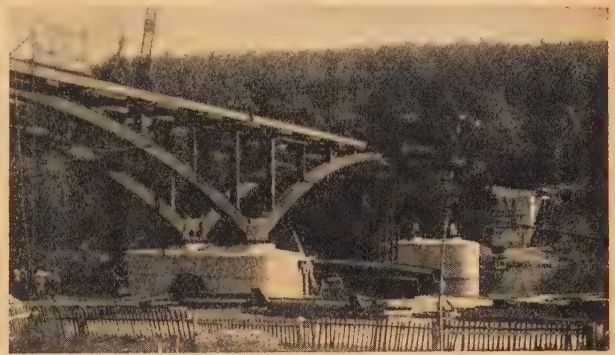


Abb. 37. Fulda-Brücke bei Dennhausen.

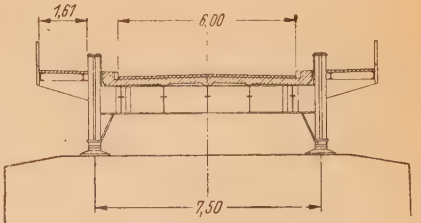
satz erfolgt durch eine geschweißte Stahlbogenbrücke mit 2 Hauptträgern und aufgeständerter Fahrbahn. Die Untergurte haben kastenförmigen Querschnitt, Stützweite 3 x 39 m, Hauptträgerabstand 3,8 m, Fahrbahnbreite 5,2 m. Die Brücke wirkt außerordentlich elegant und fügt sich gut in das waldige Flußgelände ein. Ausführung: GHH. Sterkrade. (Abb. 37.)

Zum Schluß seien noch zwei Weserbrücken erwähnt, die ursprünglich einander ähnliche Konstruktionen aufwiesen und auch nach ihrer Wiederherstellung ähnlich aussehen werden. Die Weserbrücke Karlshafen (Abb. 38) bestand aus 3 über der Fahrbahn liegenden Bogen von 46,8 — 47,5 — 46,8 m Stützweite, von denen

2 durch Sprengung zerstört wurden. An Stelle dieser beiden gesprengten Öffnungen ist ein kontinuierlicher Blechträger, bestehend aus 2 im Abstand von 7,5 m angeordneten Hauptträgern und dazwischen angeordnetem Trägerrost mit einer Fahrbahn auf Buckelblechen vorgesehen (Abb. 39). Schwierig war der Übergang von der alten Brücke, die

erst später durch Fortsetzung der neuen Blechträgerbrücke ersetzt werden soll, und der neuen Konstruktion, da die ursprünglich vorhandene Fahrbahnbreite von 5,0 m bei der neuen Brücke auf 6 m verbreitert werden mußte und die Fußwege bei der neuen Brücke außen liegen,

Abb. 40. Weserbrücke bei Gieselwerder.



während sie bei der alten Brücke innerhalb der Bogenhauptträger angeordnet waren. Ausführung der Stahlbauarbeiten durch die Gutehoffnungshütte Sterkrade.

Die Weserbrücke bei Gieselwerder hatte ebenfalls Bogenhauptträger, und zwar 2 Öffnungen von je 53,3 m Stützweite. Während in Karlshafen der Verkehr über die Weser durch eine Fähre aufrecht erhalten wurde, war in Gieselwerder eine Behelfsbrücke erbaut worden

mit Überbrückung der Schiffahrtsöffnung durch eine dreistöckige Bailey-Konstruktion. Die neue Brücke besitzt 2 als kontinuierliche geschweißte Blechträger ausgebildete Hauptträger mit dazwischen eingebauten Quer- und Längsträgern und einer als Verbundkonstruktion wirkenden Eisenbetonfahrbahnplatte. Die Hauptträger sind über dem Mittelpfeiler leicht nach unten gezogen (Abb. 40). Die Ausführung erfolgt durch die Fa. Stahlbau Lavis-Offenbach.

Über die Dehnung von Drahtseilen für Hängebrücken.

Der scheinbare Elastizitätsmodul von verschlossenen Stahldrahtseilen und ihre bleibende Reckung. Bemerkungen über das Vorrecken und die Längenmessung.

Von Professor Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Berlin.

1. Einleitung.

Die Dehnungseigenschaften der verschlossenen Stahldrahtseile sind von praktischer Bedeutung für die statische Berechnung der Hängebrücken, für die Bemessung der Regulierungseinrichtungen usw., sowie für die Montagemaßnahmen, insbesondere für die Ermittlung der Überhöhung des Systems. Weil noch viele Unklarheiten bestehen, soll im folgenden eine Übersicht über das Dehnungsverhalten von Stahldrahtseilen gegeben werden, ohne daß jedoch eine erschöpfende Darstellung versucht wird. Die Zusammenstellung dürfte um so mehr erwünscht sein, als die Angaben in der Literatur oft ungenau sind und zum Teil einer erheblichen Verbesserung bedürfen.

Das Dehnungsverhalten der verschlossenen Stahldrahtseile wird im folgenden so weit beschrieben, wie es für die Zwecke des Brückenbaus interessiert. Dazu gehört in erster Linie die Abschätzung der elastischen Dehnung und der bleibenden Reckung für die jeweilige Belastungshöhe. Es sei vorweg bemerkt, daß diese Zuordnung zwischen Dehnung und Belastung nicht für alle Fälle auf befriedigende Weise möglich ist.

Von Einfluß auf die Größe der Dehnungen sind außer den Spannungen das Drahtmaterial,

der Aufbau des Drahtseiles, insbesondere die Zahl der Lagen, Zahl und Form der Einzeldrähte, der Spielraum zwischen den Drähten, der Steigungswinkel der Spiraldrähte,

die Herstellungsart, insbesondere die Kraft, mit der die einzelnen Drahtlagen aus dem Seildopp ausgezogen werden,

die Behandlung der fertigen Seile beim Transport, auf der Baustelle und beim Einbau in die Brücke (wegen der Auflockerung des Seilgefüges bei Biegung), sowie das Vorrecken,

die Höhenlage des Spannungsintervalls (für den Unterschied zwischen Gesamtdehnung und elastischer Dehnung) sowie Zahl und Höhe der vorhergegangenen Belastungen (für die rein elastische Dehnung, die nach Beseitigung der Gefügestörungen eintritt).

Die folgenden Betrachtungen gelten ausschließlich für verschlossene Seile, wie sie bei den großen deutschen Hängebrücken Anwendung gefunden haben. Manche Einzelheiten mögen schon in der Spezialliteratur über Drahtseile zu finden sein. Die wichtigsten Veröffentlichungen sind, soweit sie mir bekannt und heute zugänglich waren, im Literaturverzeichnis zusammengestellt. Aufsätze, die im wesentlichen Bekanntes wiederholen oder meines Erachtens verbesserungsbedürftige Angaben enthalten, sind darin nicht berücksichtigt.

2. Der Draht.

Für verschlossene Brückendrahtseile wurden in Deutschland bisher ausschließlich kalt gezogene Drähte, und zwar

ohne nachträgliche Wärmebehandlung (wie Vergütung, Härten oder Verzinken) verwendet.

Für den Stahlbau ist wichtig zu wissen, daß der Elastizitätsmodul des Drahtmaterials E_0 außer vom Werkstoff auch von der Herstellungsart abhängt, insbesondere von dem Ziehgrad, d. h. der Querschnittsabnahme nach der letzten Vergütung (Patentierung) des Drahtes, aber auch von der Profilform und der Querschnittsfläche.

Der Elastizitätsmodul von kalt gezogenen Drähten ist in der Literatur oft viel zu hoch angegeben. Für Drähte der bei uns üblichen Herstellungsart überschreitet er im allgemeinen nicht 1950 t/cm². Er kann durch Vergüten, Härten und Verzinken erheblich gehoben werden, z. B. bis über 2100 t/cm². Normalgeglühte Drähte, deren Elastizitätsmodul etwa dem von Flußstahl entspricht, kommen für Zwecke des Brückenbaus nicht in Betracht.

Beispiele von Messungen an kalt gezogenen Drähten für Hängebrücken (unverzinkt und ohne Vergütung):

1. Rheinbrücke Köln-Mülheim, vgl. Schleicher [1] S. 833.

Je nach dem Drahtprofil war
 $E_0 = 1910$ bis 1931 , i. M. 1920 t/cm².

2. Montagestieg der G. Washington-Brücke, New York, [2], $E_0 = 1758$ bis 1898 t/cm².

3. Hängebrücke in Detroit, vgl. Schwegler, [3] S. 112,

a) Draht amerikanischer Herkunft (kalt gezogen)

$E_0 = 1750$ t/cm²,

b) Draht englischer Herkunft (gehärtet)

$E_0 = 2050$ t/cm².

4. Eigene Messungen (1938) an kalt gezogenen Drähten i. M.

$E_0 = 1936$ t/cm² für das Spannungsintervall 2 bis 5,5 t/cm²,

$E_0 = 1889$ t/cm² für 2 bis 8 t/cm²;

das gleiche Drahtmaterial normal geblüht i. M.

$E_0 = 2041$ t/cm².

Beispiele für verzinkte Drähte in amerikanischen Hängebrücken:

5. Tragkabel der G. Washington-Brücke, New York, [4].

$E_0 = 1940$ bis 2110 t/cm², i. M. 1965 bzw. 2001 t/cm².

6. Golden-Gate-Brücke, San Francisco, [5], S. 205, $E_0 = 2020$ t/cm².

7. Versuche von Graf und Brenner [6]

mit Paralleldrahtbündeln aus kalt gezogenen und verzinkten Drähten ergaben i. M.

$E = 2140$ t/cm² für $\sigma_0 = 0,2$ bis $3,0$ t/cm²

2100 t/cm² 3 bis $5,0$ t/cm².

Näheres über die Behandlung des betreffenden Drahtmaterials ist nicht angegeben, man erkennt aber ein grundsätzlich anderes Material als unter 1 und 4.

Auf die verschiedenen Möglichkeiten zur Beeinflussung des Elastizitätsmoduls kann hier nicht eingegangen werden. Die Zwischenbehandlung des Drahtmaterials beim Ziehen und nachher ist von ausschlaggebender Bedeutung für die Drahteigenschaften. Seile aus schlußvergüteten Drähten (ohne nachträgliches Kaltziehen) haben sich nicht bewährt. Vgl. P o m p in [7], S. Q 21-5.

Eine ähnliche Abnahme des Elastizitätsmoduls durch Kaltverformung tritt übrigens auch bei St 37 ein, vgl. Dick [8]. Für den untersuchten SM-Stahl St 37 fiel der Elastizitätsmodul bei einer Querschnittabnahme um rd. 50 % von $E = 2140$ auf etwa 1930 t/cm^2 . Wegen Einzelheiten vgl. man die Spezialliteratur, insbesondere das Buch von P o m p [9].

Aus obigen Beispielen ist zu entnehmen, daß Angaben ohne genaue Bezeichnung des Drahtmaterials nicht auf andere Fälle übertragen werden dürfen.

Die Proportionalitätsgrenze der kalt gezogenen Drähte liegt sehr hoch, jedenfalls über den im Brückenbau üblichen Spannungen. Die Fließgrenze ist nicht deutlich ausgeprägt. Die Bruchdehnung ist verhältnismäßig klein und meist von der Größenordnung 3,5 bis 4,5 %.

3. Das verschlossene Seil.

Das verschlossene Seil besteht aus mehreren Drahtlagen, die jeweils in entgegengesetzter Richtung um die vorhergehende Lage geschlagen sind. Der Aufbau eines

nach Verformung $(r + \Delta r)$, $(h + \Delta h)$, $(L + \Delta L)$. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Endpunkte auf einer Erzeugenden des Kernzylinders wandern, d. h. daß eine Verdrehung nicht eintritt.

Die Zugspannung in der Drahtspirale sei σ_L mit den Komponenten in Richtung der Seilachse σ_0 und tangential σ_t ; vgl. Abb. 4.

Die Spannung in einem Drahtseil wird üblicherweise auf den Rechnungswert $\sigma_0 = S/F$ bezogen, worin F die Summe aller Drahtquerschnitte ist. Der Unterschied zwischen Spirale und geradem Draht ist darin nicht beachtet.

Die Spannung im Spiraldraht ist also

$$\sigma_L = \sigma_0 / \sin \alpha = \sqrt{1 + \gamma} \cdot \sigma_0.$$

Die Tangentialkomponenten ergeben in jeder Drahtlage ein Torsionsmoment um die Seilachse

$$M(r) = \sigma_0 \cdot \text{ctg } \alpha \cdot r F_r,$$

wenn F_r die Querschnittfläche aller Drähte der Lage r ist. Die Belastung jeder einzelnen Lage entspricht somit einer Kraftschraube.

Gut aufgebaute Seile sind so bemessen, daß sich die Torsionsmomente sämtlicher Lagen etwa aufheben. Die Seile erfahren dann praktisch keine Drehungen. Außerdem haben alle Lagen die gleiche Steigung α , so daß die Spannungen σ_L in allen Drähten und auch die zugehörigen Längsdehnungen angenähert gleich groß sind.



Abb. 1. Nach Schleicher [1] S. 839.

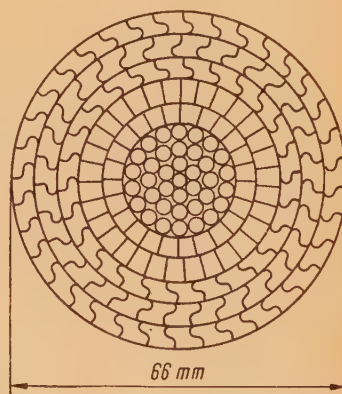
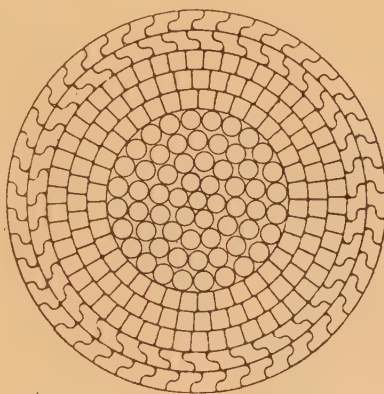


Abb. 2. Seilquerschnitte.
Links: Rheinbrücke Köln-Mülheim. Kerndraht 4,7 mm, $7 \times 4,2 \text{ mm}$, $2 \times 4,1 \text{ mm}$ (nach Denkschrift [13] S. 32).
Rechts: Savebrücke Belgrad. Kerndraht 3,8 mm, $3 \times 3,4 \text{ mm}$, $5 \times 4,2 \text{ mm}$ (nach Roß [12] S. 48).

derartigen Seiles ist aus der Abb. 1 zu ersehen. Man vergleiche auch die Seilquerschnitte Abb. 2.

Gute Profilgebung ist besonders für die Keil- und Z-Drähte wichtig und im folgenden vorausgesetzt. Der Querschnitt soll gut ausgefüllt sein, ohne daß jedoch nennenswerte Klemmwirkungen in der tangentialen Richtung (Ringspannungen) auftreten. Hohllagen, die in der Ringrichtung zu weit sind und deshalb nicht auf dem Kernseil aufliegen können, sind die Folge von schlecht kalibrierten Drähten. Sie haben unrunde Seile zur Folge und können leicht zu Schwierigkeiten führen. Derartige Seile kommen für hochbelastete Brückentragwerke nicht in Betracht.

Wir betrachten jetzt eine bestimmte Drahtlage mit dem mittleren Halbmesser r . Die Ganghöhe der Spirale sei

$$h = 2\pi r s = 2\pi r / \sqrt{\gamma}$$

und die zugehörige Drahtlänge

$$L = 2\pi r \sqrt{1 + \gamma} / \sqrt{\gamma}.$$

Das sogenannte Schlagverhältnis s liegt bei Brückenseilen im allgemeinen zwischen 10 und 12. Für unsere Rechnungen benutzen wir statt s die Verhältniszahl

$$\gamma = (\pi/s)^2$$

In Abb. 3 ist ein Gang der Spirale aufgezeichnet, und zwar mit den ursprünglichen Abmessungen r , h , L , wie

Nach Abb. 3 ist

$$L^2 = h^2 + (2\pi r)^2 \text{ und daraus durch Differentiation}$$

$$L \cdot \Delta L = h \cdot \Delta h + 4\pi^2 \cdot r \cdot \Delta r.$$

Setzt man die Dehnungen $\Delta L = L \varepsilon_L$ und $\Delta h = h \varepsilon_h$ ein, dann folgt

$$L^2 \varepsilon_L = h^2 \varepsilon_h + 4\pi^2 r^2 \frac{\Delta r}{r}.$$

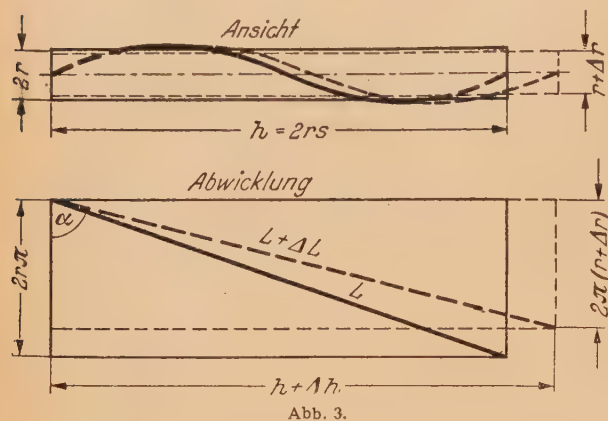
Mit den obigen Werten L und h erhält man als grundlegende Gleichung für die Längsdehnung des Seiles

$$\varepsilon_h = (1 + \gamma) \varepsilon_L - \gamma \frac{\Delta r}{r}. \quad (1)$$

Die Dehnung ε_L der Spiraldrähte setzt sich zusammen aus

1. der Längsdehnung $\varepsilon_{L\sigma} = \sigma_L / E_0$ infolge σ_L , wobei E_0 den Elastizitätsmodul des geraden Drahtes bezeichnet, und
2. aus der Längsdehnung ε_{Lp} , die sich einstellt, wenn Pressungen p quer zum Draht wirken. Änderungen Δr des Halbmessers der Spiralen ergeben sich aus
3. der Querdehnung $-\mu \varepsilon_{L\sigma}$ infolge σ_L ,
4. den Pressungen p quer zur Seilachse,
5. der elastischen Querverfederung der Drahtspiralen,
6. den Gefügestörungen bei Biegung des Seiles.

Eine theoretische Berechnung der elastischen Dehnung von Drahtseilen gab Hudler [10], und zwar für die unter 1 und 3 genannten Einflüsse. Die weiteren Wirkungen unter 2 und 4 bis 6 dürften hier das erste Mal zahlenmäßig verfolgt sein.



Die folgenden Gleichungen gelten für Seile mit gleichem Steigungswinkel und gleichem Drahtmaterial in allen Lagen. Es ist ohne weiteres möglich, die entsprechenden Formeln in Summenform anzuschreiben, so daß auch Unterschiede der einzelnen Drahtlagen in E_0 und α berücksichtigt werden. Für die unter 1 und 3 genannten Einflüsse findet man die betreffenden allgemeinen Formeln bei Hudler [10].

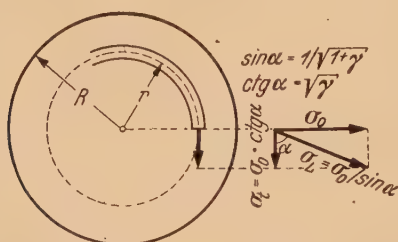


Abb. 4. Die Drahtfläche F_i ist zur Vereinfachung fortgelassen.

Da sich der Zusammenhang zwischen Formänderungen und Spannungen mit der Höhe der Belastung ändert, gelten unsere Gleichungen jeweils nur für ein begrenztes Spannungsintervall. Zur Vereinfachung wird davon abgesehen, dieses Intervall besonders zu bezeichnen (etwa mit $\Delta\sigma$, $\Delta\epsilon$ usw.), sondern die folgenden Gleichungen sind sämtlich so angeschrieben, als ob sie für beliebige Belastungen gelten würden. Bei der Anwendung ist also darauf zu achten, daß es sich überall um Differenzen handelt und nicht um die vom spannungslosen Zustand aus gerechneten Gesamtwerte.

4. Die Längsspannung in den Spiraldrähten.

Der Hauptanteil der elastischen Dehnung des Seiles folgt aus der Zugspannung σ_L .

Mit $\epsilon_0 = \sigma_0/E_0$ bezeichnen wir die Dehnung eines geraden Drahtes, der mit der rechnermäßigen Spannung σ_0 belastet ist. Für ein Seil ohne Drehung ist die Dehnung in der Längsrichtung des Spiraldrahtes dann für eine Lage mit beliebigem Halbmesser r gleich

$$\epsilon_{L0} = \sqrt{1 + \gamma} \cdot \epsilon_0$$

und in den Querrichtungen

$$\epsilon_{q0} = -\mu \epsilon_{L0}$$

Sieht man von der Störung durch den geraden Kerndraht ab, dann ist

$$\Delta r_{\sigma} = \int_0^r \epsilon_{q0} dr = r \epsilon_{q0}$$

und die in Gl. (1) vorkommende Verhältniszahl

$$\frac{\Delta r_{\sigma}}{r} = -\mu \sqrt{1 + \gamma} \cdot \epsilon_0.$$

Die Seildehnung infolge σ_L ergibt sich damit zu insgesamt

$$\epsilon_{h\sigma} = \sqrt{1 + \gamma} \{ 1 + (1 + \mu) \gamma \} \epsilon_0. \quad (2)$$

Der zugehörige scheinbare Elastizitätsmodul des Seiles ist

$$E_{\sigma} = E_0 \cdot \epsilon_0 / \epsilon_{h\sigma}.$$

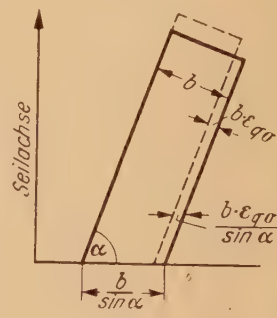
Beispiele. Allein durch diesen Haupteinfluß ergibt sich bereits eine erhebliche Abminderung des Elastizitätsmoduls im Seil E_{σ} gegenüber dem Modul E_0 für den einzelnen Draht. Die Zahlen sind, wie auch bei allen späteren Beispielen, mit $\mu = 0,3$ und mit Rechenschieber genauigkeit berechnet.

s	γ	$\epsilon_{h\sigma} / \epsilon_0$	E_{σ} / E_0
8	0,1540	1,290	0,775
10	0,0987	1,183	0,845
12	0,0685	1,125	0,888
16	0,0385	1,071	0,934

Die Dehnung $\epsilon_{h\sigma}$ nach unserer Gl. (2) bzw. $E_{\sigma} = \sigma_0 / \epsilon_{h\sigma}$ entspricht dem Modul E_S nach der Gl. (12) von Hudler [10] S. 274. Ein unmittelbarer Vergleich der Formeln ist jedoch nicht möglich, weil die Spannungen der Drähte bei Hudler auf Schnitte normal zur Seilachse bezogen sind. Es gilt

$$E_{\sigma} = \sqrt{1 + \gamma} \cdot E_S.$$

Bemerkung über die tangentielle Querdehnung. Die Querdehnungen ϵ_{q0} der Drähte radial wie tangential zur Spirale sind gleich groß. Im Querschnitt normal zur Seilachse ist die spezifische Dehnung tangential zum Zylinder nach Abb. 5 ebenfalls gleich ϵ_{q0} . Dabei ist von den Größen zweiter Ordnung abgesehen. Der Kreisumfang ändert sich danach im gleichen Verhältnis wie der Halbmesser, so daß die Breite der Fugen zwischen den einzelnen Drähten unverändert bleibt.



5. Pressungen quer zu den Drähten.

Wir betrachten den Spiraldraht in erster Annäherung als Faden ohne Biegesteifigkeit, der sich ohne Widerstand auf den innenliegenden Zylinder legt. Wird der Faden gespannt, so treten radiale Umlenkkräfte $p(r)$ auf.

Eine Drahtlage von der Dicke dr und der Fugenbreite Null hat (normal zum Draht gemessen) die Querschnittsfläche $2\pi r \cdot dr \cdot \sin \alpha$ (vgl. Abb. 5).

Die tangentielle Komponente der Spannkraft für eine Ganghöhe h ist somit

$$dT = 2\pi r \cdot dr \cdot \sin \alpha \cdot \sigma_t.$$

Die Kräfte sind in Abb. 6 schematisch dargestellt. Die Umlenkkraftspannungen erhalten das negative Vorzeichen, da es sich um Druckspannungen handelt. Es gilt

$$dT = -rh \cdot dp(r)$$

und daraus nach einfacher Rechnung

$$dp(r) = -\frac{\gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \cdot \frac{dr}{r} \cdot \sigma_0.$$

Da sich die Pressungen aus den äußeren Lagen addieren, ist für die Lage r insgesamt

$$p(r) = \int_r^R dp(r) = -\frac{\gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \ln \frac{R}{r} \cdot \sigma_0. \quad (3)$$

Die Pressungen nehmen danach gegen den Kern des Seiles hin stark zu, vgl. Abb. 7. Die Störung durch den geraden Kerndraht ist für unsere Betrachtung belanglos.

Hinsichtlich der von $p(r)$ erzeugten Formänderungen sollen zwei Grenzfälle unterschieden werden.

I. Fall: Es wird zunächst vorausgesetzt, daß zwischen den einzelnen Drähten jeder Lage schmale Fugen vorhanden sind, so daß zwischen ihnen in der Ringrichtung keine Spannungen übertragen werden. Jeder Draht wird

wir im Querschnitt einen zweiachsigen hydrostatischen Spannungszustand mit den Hauptspannungen

$$\sigma_1(r) = \sigma_2(r) = p(r),$$

der in dem homogenen Stab die folgenden Dehnungen erzeugt

$$\bar{\epsilon}_{hp}''(r) = -2\mu \frac{p(r)}{E_0} = + \frac{2\mu\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \ln \frac{R}{r} \cdot \epsilon_0,$$

$$\epsilon_{qp}''(r) = + (1-\mu) \frac{p(r)}{E_0} = - \frac{(1-\mu)\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \ln \frac{R}{r} \cdot \epsilon_0.$$

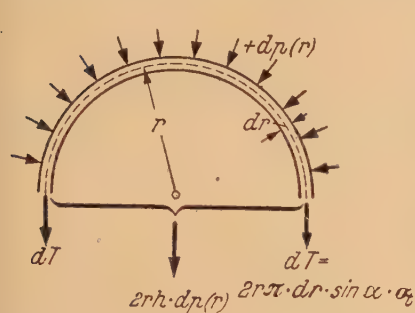


Abb. 6. Umlenkkräfte $[+p(r) = \text{Zug zwischen Kern und Spirale}]$.

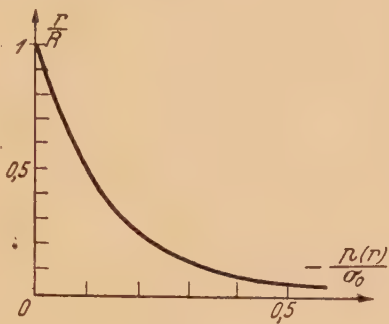


Abb. 7. Umlenkkräfte für $s = 8$.

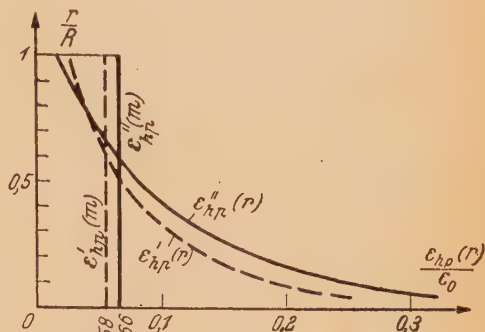


Abb. 8. Längsdehnungen $\epsilon_{hp}(r)$ für $s = 8$.

dann so verformt, als ob er allein vorhanden wäre; die Längsdehnung der Lage r ist

$$\epsilon_{Lp}'(r) = -\mu \frac{p(r)}{E_0} = + \frac{\mu\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \ln \frac{R}{r} \cdot \epsilon_0$$

und die Dehnung in radialer Richtung

$$\epsilon_{qp}'(r) = + \frac{p(r)}{E_0} = - \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \ln \frac{R}{r} \cdot \epsilon_0.$$

Die Dehnung in der zweiten Querrichtung (etwa tangential zu r) ist ebenso groß, sie hat keinen Einfluß auf die Seildehnung.

Die Änderung des Halbmessers r folgt zu

$$\Delta r_p' = \int_0^r \epsilon_{qp}'(r) dr = - \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} (1 + \ln \frac{R}{r}) r \epsilon_0.$$

Setzt man voraus, daß sich jede Lage ohne Widerstand einstellen kann, dann wird nach Gl. (1)

$$\epsilon_{hp}'(r) = \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \left\{ \gamma + [\mu + (1+\mu)\gamma] \ln \frac{R}{r} \right\} \epsilon_0. \quad (4)$$

$\epsilon_{hp}'(r)$ ist in Abb. 8 dargestellt. Der Mittelwert über den Seilquerschnitt ist

$$\begin{aligned} \epsilon_{hp}'(m) &= \frac{1}{R^2 \pi} \int_0^R \epsilon_{hp}'(r) \cdot 2\pi r \cdot dr \\ &= \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \left\{ \frac{3}{2} \gamma + \frac{\mu}{2} (1+\gamma) \right\} \epsilon_0 \end{aligned} \quad (5)$$

und der Wert an der Seiloberfläche

$$\epsilon_{hp}'(R) = \frac{\gamma^2}{\sqrt{1+\gamma}} \epsilon_0.$$

Beispiel:

s	$\epsilon_{hp}'(m) / \epsilon_0$	$\epsilon_{hp}'(R) / \epsilon_0$
8	0,0579	0,0221
10	0,0294	0,0093
12	0,0174	0,0045
16	0,0081	0,0015

II. Fall: Sieht man von den Fugen ab und rechnet man so, als ob ein voller Stab vorhanden wäre, dann haben

Die Änderung des Halbmessers r ist damit

$$\Delta r_p'' = \int_0^r \epsilon_{qp}''(r) \cdot dr = - \frac{(1-\mu)\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \left(1 + \ln \frac{R}{r} \right) r \epsilon_0.$$

Die zugehörige Längsdehnung ergibt sich aus dem Beitrag für die direkte Streckung $\bar{\epsilon}_{hp}''(r)$ und dem für $\Delta r_p''$, nämlich $\epsilon_{h\Delta r}''(r)$ (aus Gl. 1 für $\epsilon_L'' = 0$)

$$\epsilon_{hp}''(r) = \bar{\epsilon}_{hp}''(r) - \gamma \frac{\Delta r_p''}{r}$$

$$= \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \left\{ (1-\mu)\gamma + [2\mu + (1-\mu)\gamma] \ln \frac{R}{r} \right\} \epsilon_0. \quad (6)$$

Die Abhängigkeit $\epsilon_{hp}''(r)$ ist in Abb. 8 dargestellt. Der Mittelwert über den Seilquerschnitt ist

$$\epsilon_{hp}''(m) = \frac{\gamma}{\sqrt{1+\gamma}} \left\{ \mu + \frac{3}{2} (1-\mu)\gamma \right\} \epsilon_0 \quad (7)$$

und die Dehnung an der Seiloberfläche

$$\epsilon_{hp}''(R) = \frac{\gamma^2}{\sqrt{1+\gamma}} (1-\mu) \epsilon_0 = (1-\mu) \epsilon_{hp}'(R).$$

Beispiel:

s	$\epsilon_{hp}''(m) / \epsilon_0$	$\epsilon_{hp}''(R) / \epsilon_0$
8	0,0662	0,0155
10	0,0379	0,0065
12	0,0247	0,0032
16	0,0129	0,0010

Bemerkungen zur Berechnung von $\epsilon_{hp}(m)$.

Die 1. Auffassung käme den wirklichen Formänderungen wohl am nächsten, wenn nicht die Runddrähte im Kern des Seiles gewisse Störungen mit sich bringen müßten. An den Kreuzungsstellen von Runddrähten mit Runddrähten, weniger auch an den Keildrähten, sind die Querspannungen nämlich mehr oder minder konzentriert. Mit den Pressungen steigen auch die Zusammendrückungen, die man als Abplattung nach den Hertz'schen Formeln berechnen könnte. Es tritt eine Vergrößerung von $\Delta r_p'$ ein, d. h. die Längsdehnung $\epsilon_{hp}'(m)$ wird nach Fall I unterschätzt.

Die Abplattungen an den Kreuzungsstellen sind zum Teil plastisch, wir haben hier also die Quelle für eine gewisse bleibende Reckung des Seiles.

Abb. 8 zeigt den Verlauf von $\epsilon_{hp}(r)$. Solche Dehnungsunterschiede sind aber nicht möglich. Es muß daher eine teilweise Spannungsumlagerung eintreten, bei der die äußeren Drahtlagen höher belastet und die inneren ent-

sprechend entlastet werden. Die Spannungumlagerung ist auf die Gesamtdehnung zu beziehen. Die Mehrbelastung an der Oberfläche ist angenähert

$$\Delta \sigma_0''(R) = \frac{\varepsilon_{hp}''(m) - \varepsilon_{hp}''(R)}{\varepsilon_{ho} + \varepsilon_{hp}''(m)} \sigma_0.$$

Für $s = 8, 10, 12$ und 16 erhält man danach $\Delta \sigma_0''(R) = +0.037$ bzw. 0.026 bzw. 0.019 bzw. $0.011 \cdot \sigma_0$.

Die Entlastung der inneren Lagen ist, zumal in Anbetracht der verschiedenen Voraussetzungen und Idealisierungen, für unseren Zweck von geringerem Interesse.

6. Ringspannungen.

Man könnte den Einwand machen, daß der Einfluß der Querpressungen auf die Längsdehnung nach Abschnitt 5 überschätzt wird, weil die Querverförmung der Spiraldrähte sowie ringförmige Spannungszustände eine erhebliche Entlastung bringen.

Die Querverförmung der steifen Einzeldrähte vermag jedoch keine Verminderung der Längsdehnungen zu bringen, sondern die zugehörigen Dehnungen ε_{hFed} erreichen sogar ein mehrfaches der Werte $\varepsilon_{hp}'(m)$.

Der Widerstand des Kerns gegen Zusammendrücken ist nämlich vielfach größer als der Biege- und Torsionswiderstand usw. der Drähte. Das Maximum von E wird deshalb erreicht, wenn alle Drahtlagen dicht aufeinander liegen. Bei steigender Belastung wird allerdings auch weiterhin noch ein Teil der Umlenkkräfte durch die Steifigkeit der inneren Lagen aufgenommen, so daß $\varepsilon_{hp}'(m)$ nach Gl. (5) etwas zu groß geschätzt ist. Wir rechnen trotzdem ohne Korrektur mit dem vollen Wert $\varepsilon_{hp}'(m)$ zum Ausgleich für die nicht berücksichtigten Abplattungen, die Herstellungsungenauigkeiten usw.

In den höheren Belastungsintervallen (Bereich der Verkehrsbelastungen) liegen die einzelnen Lagen nach Erschöpfung der Querverförmung im allgemeinen dicht aufeinander. Wenn dann noch Hohllagen vorhanden sind, so kann allerdings eine starke Verminderung der Querpressungen $p(r)$ eintreten. Wir versuchen anschließend eine Abschätzung der zugehörigen Längsdehnungen, wobei Keil- oder Z-Drähte vorausgesetzt werden.

Eine Drahtlage r mit der Querschnittsfläche F_r liege nach innen und nach außen hohl. Da die Form der einzelnen Spiraldrähte nicht stabil ist, werden zwischen ihnen tangentiale Kräfte übertragen, die mit den Umlenkkräften im Gleichgewicht sind. Von der Eigensteifigkeit der Drähte soll auch hier abgesehen werden.

Wir schneiden eine Ganghöhe h der Spirale heraus. Die Tangentialkomponente der Spannkraft in der Drahtlage r ist (vgl. Abb. 9)

$$F_r \sigma_t = F_r \sqrt{\gamma} \sigma_0.$$

Sie wird aufgenommen durch Ringspannungen von insgesamt

$$h d \sigma_{Rg} = \frac{2 \pi r d}{\sqrt{\gamma}} \sigma_{Rg}.$$

Der Querschnitt der Lage r ist angenähert

$$F_r = 2 \pi r d \cdot \sin \alpha = \frac{2 \pi r d}{\sqrt{1 + \gamma}}.$$

Damit folgt aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_{Rg} = -\frac{\gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \sigma_0. \quad (8)$$

Man beachte, daß eine Addition der Wirkungen aus den einzelnen Lagen in diesem Fall nicht stattfindet. Dem angenähert homogenen Hohlzylinder r entsprechen deshalb die Formänderungen

$$\varepsilon_{hRg} = -\mu \frac{\sigma_{Rg}}{E_0} = +\frac{\mu \gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \varepsilon_0,$$

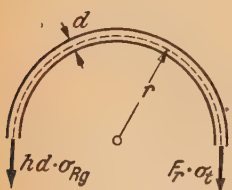


Abb. 9.

$$\varepsilon_{qRg} = +\frac{\sigma_{Rg}}{E_0} = -\frac{\gamma}{\sqrt{1 + \gamma}} \varepsilon_0 \quad \text{und} \quad \left(\frac{\Delta r}{r}\right)_{Rg} = \varepsilon_{qRg}.$$

Die zugehörige Seildehnung ist unabhängig von r gleich

$$\varepsilon_{hRg} = \varepsilon_{hRg} - \gamma \left(\frac{\Delta r}{r}\right)_{Rg} = \frac{\gamma(\mu + \gamma)}{\sqrt{1 + \gamma}} \varepsilon_0. \quad (9)$$

Beispiel.

$s =$	8	10	12	16
$\varepsilon_{hRg} / \varepsilon_0 =$	0,0652	0,0374	0,0244	0,0128

Die zusätzliche Längsdehnung ε_{hRg} aus den Ringspannungen ist also von der gleichen Größenordnung wie die durchschnittliche Dehnung $\varepsilon_{hp}'(m)$ infolge der radialen Pressungen $p(r)$.

Ähnliche Schlußfolgerungen gelten, wenn Drahtlagen nur auf begrenzter Länge hohl sind.

Es ist also nicht wahrscheinlich, daß die Längsdehnung des Seiles durch die oben erwähnten Umstände wesentlich vermindert wird. Wir rechnen deshalb für das folgende mit dem Wert nach Gl. (5).

Bemerkung. Die unsymmetrischen Drähte einer Z-Lage üben aufeinander Kräfte aus, die sie am Umkippen verhindern. Man vgl. die Untersuchung bei Heinrich [11] S. 269. Hingewiesen sei noch auf eine neue englische Arbeit von Matheson [11a], die an die bekannte Theorie der freien Spiralfeder anknüpft und die Ergebnisse von umfangreichen Versuchen über die Dehnung und Drehung von Drahtseilen unter Belastung durch Zugkräfte und Torsionsmomente mitteilt.

7. Dehnung und Elastizitätsmodul im Bereich der Verkehrslast.

In mittelhohen Spannungsintervallen sind die gesamten elastischen Dehnungen durch die Summe der Dehnungen nach Abschnitt 4 und 5 gegeben. Die untere Grenze des betreffenden Belastungsintervalls ist durch die Bedingung gegeben, daß die Querverförmung der Spiraldrähte bereits erschöpft ist. Die bleibenden Dehnungen seien durch genügend hohe Vorbelastungen ausgeschaltet.

Mit $\varepsilon_{hp}'(m)$ bzw. $\varepsilon_{hp}''(m)$ folgen die gesamten elastischen Dehnungen zu

$$\min \varepsilon_h' = \left\{ (1 + \gamma)^2 + \frac{3}{2} (1 + \mu) \gamma^2 + \frac{3}{2} \mu \gamma \right\} \frac{\varepsilon_0}{\sqrt{1 + \gamma}}, \quad (10')$$

$$\min \varepsilon_h'' = \left\{ (1 + \gamma)^2 + \left(\frac{3}{2} - \frac{\mu}{2} \right) \gamma^2 + 2 \mu \gamma \right\} \frac{\varepsilon_0}{\sqrt{1 + \gamma}}. \quad (10'')$$

Die Werte $\min \varepsilon_h'$ und $\min \varepsilon_h''$ unterscheiden sich wenig.

Für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls des Seiles $\max E = \sigma_0 / \min \varepsilon_h' = E_0 \cdot \varepsilon_0 / \min \varepsilon_h'$ benutzen wir den Wert $\min \varepsilon_h'$ nach Gl (10').

Die Werte $\max E$ sind in Abb. 10 dargestellt.

$s =$	8	10	12	16
$\varepsilon_{ho} / \varepsilon_0 =$	1,290	1,183	1,125	1,071
$\min \varepsilon_h' / \varepsilon_0 =$	1,347	1,212	1,143	1,080
$\min \varepsilon_h'' / \varepsilon_0 =$	1,356	1,220	1,150	1,083
$\max E / E_0 =$	0,743	0,824	0,874	0,926

8. Erfahrungswerte für E im Bereich der Verkehrslast.

1. Rheinbrücke Köln-Mülheim. Für die Kenntnis der elastischen Eigenschaften von verschlossenen Draht-

seilen waren die Versuche grundlegend, die 1928/29 von der Firma Felten & Guillaume Carlswerk durchgeführt wurden. An Seilen von 80 mm Dicke und aus Drähten mit $E_0 = 1920 \text{ t/cm}^2$ wurde nach dem Vorrecken mit $\sigma_0 = 5,6 \text{ t/cm}^2$ im Spannungsbereich $\sigma_0 = 3,3$ bis $4,7 \text{ t/cm}^2$ i. M. $E = 1630 \text{ t/cm}^2$ gemessen, vgl. Schleicher [1] S. 848. An diesem Wert ist noch eine Korrektur für die Querschnittfläche anzubringen, so daß wird $E = 1630 \cdot 42,55 / 44,04 = 1580 \text{ t/cm}^2$.

Nach unserer Gl. (10') erhalten wir zum Vergleich für $s = 10,25$

$$E = 0,830 \cdot 1920 = 1595 \text{ t/cm}^2.$$

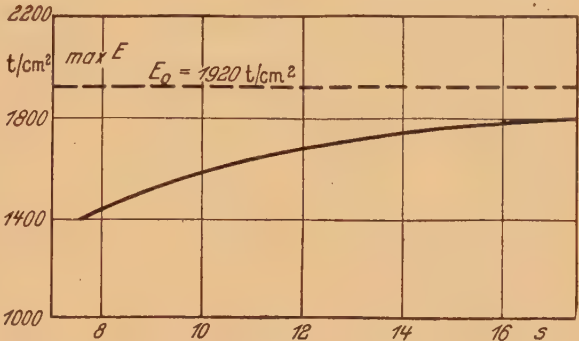
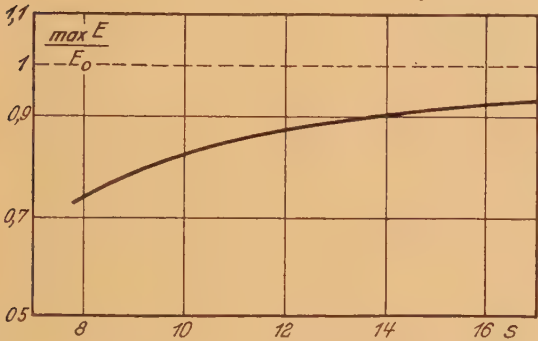


Abb. 10. Elastizitätsmodul von verschlossenen Drahtseilen im Bereich der Verkehrslast.
Links: $\max E / E_0$, rechts: $\max E$ für $E_0 = 1920 \text{ t/cm}^2$.

Bemerkenswert ist die Gleichmäßigkeit der elastischen Dehnungen in den einzelnen Seilen. Nach Schleicher [1] S. 847 wurden für 3 Spannungsintervalle gleicher Größe die folgenden Verlängerungen Δl der 551 m langen Seile gemessen.

$\sigma_{ou} + \Delta \sigma_0$	Δl
$0,47 + 2,88 \text{ t/cm}^2$	von 1033 bis 1110, i. M. 1075 mm,
$0,94 + 2,88 \text{ t/cm}^2$	von 1022 bis 1071, i. M. 1046 mm,
$1,88 + 2,88 \text{ t/cm}^2$	von 984 bis 1035, i. M. 1015 mm.

Die Abweichungen vom Mittelwert betragen nur 3 bis 4%. Es ist wahrscheinlich, daß sie noch zum erheblichen Teil durch die Ungenauigkeiten der Temperaturmessung bedingt sind.

Es ist bemerkenswert, wie die Querverfederung mit der Höhenlage des Spannungsintervalls abnimmt.



Abb. 11. Drahtbesen nach Graf u. Brenner [6] S. 411.

2. Savebrücke Belgrad. Seildurchmesser 66 mm, $s = 11,0$. Nach Roß [12] S. 59 wurde

$$E = \text{rd. } 1600 \text{ t/cm}^2 \text{ für } \sigma_0 = 3,5 \text{ bis } 4,7 \text{ t/cm}^2$$

gemessen. Mit dem geschätzten Wert $E_0 = 1920 \text{ t/cm}^2$ erhält man aus unserer Gl. (10') zum Vergleich

$$E = 0,849 \cdot 1920 = 1630 \text{ t/cm}^2.$$

Die Proportionalitätsgrenze dieser Seile lag bei $\sigma_0 = 6,1 \text{ t/cm}^2$.

3. Versuche von Graf und Brenner [6] S. 412. An Seilen verschiedener Dicke ergaben sich bei $s = 10,1$ folgende Werte:

$2 R =$	49	67	79 mm
$E = 1630$	1505	1445	t/cm ² für $\sigma_0 = 0,3$ bis $3,0 \text{ t/cm}^2$
$E = 1600$	1575	1555	für 3 bis $5,0 \text{ t/cm}^2$

Die Größe E_0 für das Drahtmaterial ist unbekannt. Die Werte E für das hohe Spannungsintervall entsprechen einem Drahtmaterial von etwa $E_0 = 1920 \text{ t/cm}^2$, vgl. Abb. 10.

9. Die Querverfederung der Spiraldrähte.

Die Drähte werden beim Schlagen des Seiles durch große Kräfte in die Spiralförmigkeit gezwungen, wobei hohe Biege- und Torsionsspannungen dauernd erhalten bleiben. Es gibt zwar Seile mit spiralförmig vorgebogenen Drähten, die praktisch fast frei von Zwängungsspannungen sind. Solche sogenannten Tru-Lay-Seile kamen aber für verschlossene Seile und insbesondere für Hängebrücken bisher nicht in Betracht.

Die hohen Zwängungsspannungen erkennt man am besten, wenn man die Drahtumwicklung am Ende eines Seiles löst, allerdings nicht bevor in einiger Entfernung eine neue Umwicklung angebracht wurde, vgl. Abb. 11.

Bei hoher Belastung liegen die einzelnen Drahtlagen fest auf dem jeweils umschlossenen Seilkern, so daß die Zunahme der Umlenkungskräfte bei weiterer Belastungssteigerung angenähert der Gl. (3) entspricht (man vgl. die Bemerkung am Schluß des Abschnitts 3).

Bei fallender Spannung σ_0 bleiben die Pressungen immer weiter hinter den Rechnungswerten $p(r)$ zurück, bis sich schließlich die Drahtlagen wenigstens teilweise voneinander abheben.

Diese Querverfederung der Spiraldrähte kann man leicht als Durchmesserzunahme feststellen. Sie ist die hauptsächlichste Ursache dafür, daß die elastischen Längsdehnungen von Drahtseilen nicht proportional zum Spannungsintervall sind. Der Betrag der Querverfederung hängt von mehreren Umständen ab, z. B. vom Aufbau und von der Herstellung des Seils, wohl auch von der Höhe der Vorbelastung, der vorhandenen Reibung u. a. m.

Eine theoretische Abschätzung der Längsdehnung infolge der Querverfederung ist möglich, sie hat jedoch geringen praktischen Wert. Für die Zwecke des Brückenbaus dürfte es im allgemeinen genügen, wenn man die Größe der elastischen Querverfederung aus Messungen beim Zugversuch mit einem ungestörten Seil entnimmt. Es ist zu beachten, daß nicht die ganze beim Zugversuch zu messende Halbmesseränderung ΔR eine Folge der Querverfederung ist.

(Schluß, mit Literaturverzeichnis, folgt.)

Kurze Technische Berichte.

Biegsame Betonmatten für Uferbefestigungen.

Uferbefestigungen an strömendem Wasser sind in zahlreichen Ausführungsweisen erbaut und erprobt worden. Solche Bauwerke sollen das Ufer vor Abbrüchen schützen, Zerstörungen durch die Strömung und den Wellenschlag verhindern, mit einem wirtschaftlich vertretbaren Kostenaufwand herzustellen und nicht zu teuer in der Unterhaltung sein. Sie dürfen aber auch die Anreicherung der Uferlandschaft mit Grundwasser durch das frei fließende Wasser des Stromes nicht verhindern, dürfen also, abgesehen von Kanälen, die im Geländeauftrag liegen, den Wasserlauf nicht zu einer wasserdicht abgeschlossenen Rinne machen. Ihre Bauart hat sich nach den gegebenen örtlichen Verhältnissen zu richten, nach der Stärke des Angriffs durch Strömung und Wellenschlag, nach dem Neigungsverhältnis der Uferböschung und nach der geologischen Beschaffenheit des Bodens. Bei weitem nicht alle der ausgeführten Bauarten von Uferdeckwerken haben sich bewährt und gelungene Ausführungen sind keineswegs unter anderen Verhältnissen zu brauchen.

Es ist deshalb lehrreich, alle Bestrebungen, gute Arten von Uferbefestigungen zu schaffen, und alle Mitteilungen über die mit ihnen erzielten Erfolge genau zu verfolgen. Ein interessantes neuartiges Verfahren bei Uferschutzarbeiten am Mississippi ist im Folgenden besprochen.

Auf dem unteren Mississippi, der Stromstrecke von der Einmündung des Ohio bei Cairo bis zur Mündung bei New Orleans, treten häufig gefährliche Hochwässer auf. Die Strömungsgeschwindigkeiten auf dieser Stromstrecke betragen 1,5 bis 3,6 m/sec. Das Land an den Ufern liegt sehr niedrig und wird durch Deiche gegen Überschwemmungen geschützt. Auf weiten Strecken besteht der Uferstrand aus jungem Schwemmboden oder Klei auf darunter liegendem Sand. Abgesehen von den großen Schwierigkeiten, auf solchem Boden Deiche zu bauen, bildet der Schutz der Ufer gegen Abbrüche eine schwer zu lösende Aufgabe. Der Sand wird aus den Unterwasserböschungen herausgespült, so daß die höher gelegenen Uferländer einstürzen. Der Verlust an Ufergrundstücken kann bis zu 150 m Breite im Verlauf eines Jahres betragen. Wenn eine Uferböschung befestigt ist, spült der Strom vor ihrem Fuß eine Rinne aus, deren Tiefe zwischen 12 und 36 m unter Niedrigwasser wechselt. Die über diesem Wasserspiegel liegenden Böschungsteile sind stellenweise bis zu 10 m hoch, so daß die gesamte zu schützende Böschung Höhen zwischen 22 und 46 m erreicht. Da die Unterwasserböschungen unregelmäßig sind, müssen die zu ihrer Abdeckung verwandten Bauteile biegsam sein und sich der Bodenoberfläche anschmiegen können.

Seit 1879 beschäftigt sich eine Kommission von Ingenieuren mit diesem Problem. Zunächst wurden zur Abdeckung der Unterwasserböschungen Senklagen und Buschwerk verwendet. Kurz vor 1900 setzte sich die Überzeugung durch, daß auch Beton für Uferbefestigungen brauchbar sei, man war jedoch damals noch der Ansicht, daß dieser Baustoff nur über dem Wasserspiegel zu verwenden sei. Erst von 1914 ab versuchte man, veranlaßt durch eine starke Verknappung des in großen Mengen benötigten Buschmaterials, auch für die Abdeckung der Unterwasserböschungen Beton zu verwenden.

Die ersten Versuche wurden mit eisenbewehrten Platten gemacht, deren Abmessungen allmählich beträchtlich gesteigert wurden. Platten von 38 m Länge, 15 m Breite und 8 cm Stärke wurden üblich, noch größere Längen kamen vor. Die Platten wurden auf schwimmenden Fahrzeugen hergestellt und mit Hilfe von Ablaufbahnen und Hebezeugen versenkt. Man rechnete damit, daß die verhältnismäßig dünnen Platten auf den unregelmäßigen Böschungen brechen und sich der Bodenoberfläche anpassen würden. Das ist auch meistens der Fall gewesen. Das Verfahren wurde aber später aufgegeben, weil der Versenkungsvorgang schwierig war, die richtige Lage der versenkten Platten sich nicht einwandfrei und sicher nachprüfen ließ und auch die Kosten erheblich waren.

Um 1915 ging man zu stahlbewehrten Betonmatten über, die aus zahlreichen gelenkig miteinander verbundenen Platten bestanden. Verschiedene Ausführungsarten solcher Matten wurden im Laufe der Zeit entwickelt. Die

heute noch üblichen Matten bestehen aus Platten von je 1,20 m Länge, 0,36 m Breite und 7,5 cm Stärke. Je 20 solcher Platten bilden, von der Stahlbewehrung in 2,5 cm Abstand voneinander gehalten, eine 7,60 m lange und 1,20 m breite Matte. Zahlreiche derartige Matten können mit Hilfe der vorstehenden Bewehrungsseisen hinter- und nebeneinander geknüpft werden. Die Matten wurden bis 1940 auf schwimmenden Pontons betoniert, aber als die Arbeiten immer größeren Umfang annahmen, baute man besondere Werkplätze, auf denen die Matten hergestellt und gelagert werden. Je 12 Matten werden aufeinander liegend hergestellt und bilden einen Stapel. Genügend abgelagerte und

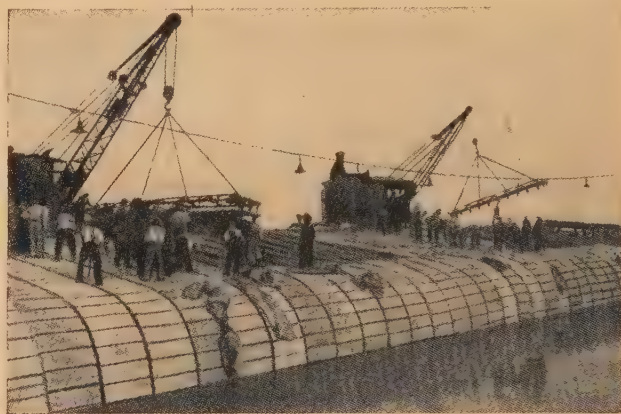


Abb. 1. Arbeitsprahm beim Auslegen biegsamer Betonmatten.

zur Verwendung bestimmte Stapel werden in einem Rahmentragwerk von einem Laufkran angehoben, von diesem über die Uferlinie hinaus vorgefahren und auf schwimmende Bauprähme abgesetzt. Die zur Baustelle geschleppten Prähme werden wasserwärts an Arbeitspontons, die vor dem zu schützenden Ufer liegen, vertäut. Dann werden die Stapel mit Hilfe von Kränen auf die Arbeitspontons übergeladen, und auf ihnen werden aus den einzelnen Matteneinheiten große zusammenhängende Matten geknüpft. Die Arbeitsprähme sind, wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, mit geneigten Ablaufbahnen und dazwischen angeordneten Rollengängen, deren Antriebsvorrichtungen im Innern der Prähme untergebracht sind, ausgerüstet. Bei Beginn des Arbeitsvorgangs werden vom Prahm aus Zugseile nach dem trockenen Ufer ausgebracht und ihre Enden



Abb. 2. Mit Betonmatten abgedeckte Böschung.

dort verankert; sie dienen zur Führung der Matten. Die landseitigen Enden der Matten werden auf Gleitbalken, die vom Prahm nach der Uferböschung hinübergelegt werden, vorgezogen. Dann werden die Gleitbalken zurückgezogen, so daß die Matte sich auf die Böschung senkt. Während nun der Arbeitsprahm, geführt von einem quer zur Uferlinie verankerten langen Führungsponton, langsam wasserwärts bewegt wird, rollt die Matte ab, sinkt über die ausgerundete Kante der Ablaufbahnen in das Wasser und legt sich auf die Unterwasserböschung. Auf diese Weise können die Matten sehr weit in den Fluß hinein verlegt werden. Wenn eine große Matte von der Breite

des Arbeitsprahms fertig ausgebracht ist, wird die nächste Matte stromaufwärts so verlegt, daß ihr Rand die vorher gelegte Matte um 1,5 m überdeckt. Eine fertig abgedeckte Uferstrecke zeigt Abb. 2.

Neben dem geschilderten Verfahren ist seit zwei Jahren noch eine andere Art von Betonmatten entwickelt worden, die große Vorteile zu bieten scheinen, weil ihre Auslegung sehr viel einfacher ist. Es handelt sich um biegsame aufgerollte Matten. Solche Matten werden in Einheiten von rd. 18,3 m Länge und 7,3 m Breite aus 7,3 m langen, 10 cm breiten und nicht ganz 3 cm starken Bohlen hergestellt. Ein Gewebe aus nicht rostenden Stahldrähten bildet die Bewehrung der Matte. Die Abstände zwischen den Kanten der einzelnen Bohlen betragen oben 12 mm und unten 3 mm. Nach dem Betonieren, wobei der Beton in die Rahmenformen eingerüttelt wird, und nach dem Erhärten wird die Matte auf ein eisenbeschlagenes Rundholz von rd. 40 cm Durchmesser aufgerollt. Vom Werkplatz werden die aufgerollten Matten auf Schuten an die Baustellen beför-

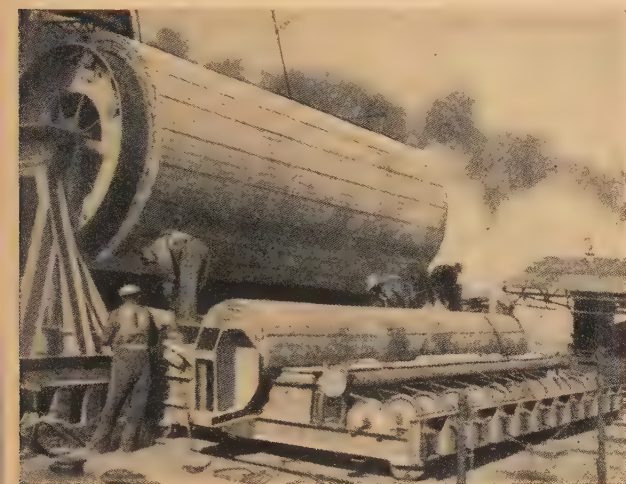


Abb. 3. Wickeln gerollter Betonmatten auf die Versenkungstrommel.

dert. Hier werden die gerollten Matten auf große Stahlstrommeln von 2,4 m Durchmesser umgewickelt, wobei mehrere der 18,3 m langen Matteneinheiten zu gebrauchsfertigen Matten von jeder gewünschten Länge zusammenge-



Abb. 4. Auslegen einer gerollten Betonmatte.

knüpft werden. Dieser Vorgang ist aus Abb. 3 ersichtlich. Dann werden die bewickelten Walzen mit Hilfe eines Schwimmkrans in einen U-förmigen Ponton eingesetzt und von diesem geführt, auf der Unterwasserböschung abgerollt, nachdem das landseitige Ende der Betonmatte am Ufer befestigt ist (Abb. 4). Die leere Walze wird von dem Ponton wieder aus dem Wasser herausgezogen. Da die

Matten so verlegt werden, daß sie sich in halber Breite überdecken, erreicht die fertige Uferschutzdecke die doppelte Stärke der Betondielen.

Während die Unterwasserböschungen ausnahmslos mit gelenkigen oder gerollten Matten abgedeckt werden, haben sich für die Befestigung der über dem Wasserspiegel liegenden oberen Böschungsfächen auch andere Verfahren bewährt. So sind in letzter Zeit umfangreiche Böschungsfächen mit an Ort und Stelle aufgetragenen Decken aus Kies, Sand und Asphalt oder nur aus Sand und Asphalt befestigt worden.

Soviel sei hier von den Ausführungen im Engineering wiedergegeben. Die Entwicklung und weitgehende Verwendung der Betonmatten für den Uferschutz am Mississippi ist zu erklären, wenn man bedenkt, welche riesige Aufgabe es zu lösen gab. Die Arbeiten konnten ohne übermäßige Baustofftransporte und mit verhältnismäßig geringem Aufwand an menschlichen Arbeitskräften schnell durchgeführt werden. Ein wirksamer Uferschutz ist auf lange Sicht erreicht worden. Andererseits aber bedeuten die sich meilenweit erstreckenden Betondecken auf den Uferböschungen des Stromes einen sehr starken und bedenklichen Eingriff in die Natur der Uferlandschaft. Ganz abgesehen von der Vernichtung der Schönheit eines natürlichen Ufers wirkt die Betondecke sich auch in biologischer Hinsicht schädlich aus, denn sie verhindert die gegenseitige befruchtende Wirkung der Lebenskräfte von Strom und Ufer. In Europa, wo im allgemeinen nicht annähernd so umfangreiche Aufgaben vorliegen, werden Betonmatten als Uferschutz kaum in Frage kommen. Jedenfalls sollte vor der Anwendung ähnlicher Bauweisen ernstlich geprüft werden, ob nicht durch naturnähere Verfahren ein ausreichend wirksamer Uferschutz erreicht werden kann. (Nach Engineering Nr. 4289 vom 9. April 1948, S. 337.)

B. Kressner, Hamburg.

Die Roß-Talsperre.

Drei Wasserkraftanlagen — die Gorge-, die Diablo- und die Roß-Talsperre — dienen zur Krafterzeugung für die Stadt Seattle im Nordwesten des Staates Washington. Alle drei sind in einer langen engen Schlucht gelegen, die es erlaubt, das Wasser auf 19 km Länge dreimal zu benutzen.

Die Gorge-Anlage wurde 1924 erstellt. Sie leitet das Wasser in einen betonierten Stollen von 6,5 m Durchmesser und 3,4 km Länge. Die Fallhöhe beträgt 84 m; im Kraftwerk werden jetzt 75 000 PS erzeugt, beim endgültigen Ausbau 204 000 PS. Die Diablo-Anlage, die zweite der drei Einheiten, besteht aus einem Staubecken mit der bekannten 116 m hohen Gewölbemauer und einem Kraftwerk mit 160 000 PS.

Die Roß-Talsperre, 8 km oberhalb Diablo, ist das Herz der Gesamtanlage. Sie wird im Endzustand nicht nur ihr eigenes, sondern auch das Wasser der beiden unterhalb liegenden Anlagen durch Speicherung erhöhen. Ihre Kraftanlage ist für 480 000 PS geplant.

Der erste Ausbau wurde bis Ordinate + 415 vorgetrieben, bei niedrigster Fundamentsohle + 327 und einem Stauinhalt von 123 Mio m³. Als jedoch die Nachfrage nach Kraft mehr und mehr wuchs, wurde es schnell nötig, größeren Stauraum zur Verfügung zu stellen. Daraus ergab sich der zweite Ausbau bis auf Ordinate + 491. Dabei ergibt sich eine größte Höhe der Staumauer von 164 m und eine Breite am Fuß von 61 m. Der Stauraum beträgt 1720 Mio. m³. Im Endzustand soll die Staumauer 205 m hoch werden, was eine entsprechende Verbreiterung des Fundaments voraussetzt. Der Stauinhalt wird dann 4200 Mio. m³ betragen.

Die Zuschlagstoffe wurden von Ablagerungen im Skagitfluß entnommen. Vor dem Beginn der Betonierung wurden viele Versuchsmischungen untersucht, mit Zuschlägen der verschiedensten Kornzusammensetzungen und Zementgehalte. Die Wahl fiel auf einen Beton mit 168 kg Zement je m³ und Zuschlägen von 152 mm Größtkorn, mit einem Feinheitsmodul von 2,90 bis 300. Mit einem Wassercementfaktor von 0,54 war dieser Beton noch gut zu verarbeiten, bei ausreichender Festigkeit und Wasserdurchlässigkeit. Die Kornzusammensetzung war so, daß 1% auf dem Sieb No. 4 zurückblieb, 15% auf dem Sieb Nr. 8, 36% auf dem Sieb Nr. 14, 64% auf dem Sieb Nr. 28, 82% auf Nr. 48 und 96% auf Nr. 100.

Das Mischen des Betons geschah in einer Anlage mit zwei 3-m³-Mischern. Jede Korngröße des Zuschlagstoffs, der Zement und das Wasser wurden in automatischen Johnsonwaagen je für sich gewogen. Alle Vorgänge waren vollständig automatisch mit Ausnahme einer zusätzlichen Wasserversorgung, die von Hand bedient wurde, wenn eine Änderung des Wasserzusatzes notwendig wurde. Das war jeweils nur zum Beginn des Einbringens der Fall. Die Mischzeit dauerte gewöhnlich 2 1/2 Min.

Das Mischgut kam von beiden Mischern in einen Wagen und von da in 6,1 m³-Kübel mit Bodenentleerung. Gewöhnlich stand der Beton nach der Entleerung in einer Höhe von 1,20 bis 1,50 m an. Durch Vibration konnte dieser Beton in 50-cm-Lagen verdichtet werden. Für Massenbeton wurden große 2-Mann-Chicago-Vibratoren benützt, kleinere Apparate wenn notwendig.

Die Oberflächen für Arbeitsfugen wurden vorbereitet, indem eine ungefähr 6 mm dicke Betonschicht mit Preßluft und Druckwasser entfernt wurde, soweit das möglich war, ohne den Zusammenhang des eingebetteten Materials zu zerstören. Später wurden diese Oberflächen zwei- oder dreimal mit Druckwasser gewaschen, bis der Beton vollständig erhärtet war. Dadurch wurde jeglicher lose Zement beseitigt, der halbgebunden auf den Zuschlagstoffen saß. Erst nach 72 Stunden wurde das Weiterbetonieren gestattet. Beton, der 7 Tage oder noch älter war, war oft von Ölflecken, Sägemehlspuren oder einer dünnen Schicht Kalziumkarbonat verunreinigt. Solche Oberflächen wurden mit einem Sandstrahlgebläse behandelt. Alle Oberflächen wurden gründlichst gereinigt, bevor die 1,3 cm starke Oberflächenschicht im Mischungsverhältnis 1 : 2,6 eingebüstet wurde.

Zur Dichtung wurde ein 25 cm breites Kupferblech vorgesehen, welches je zur Hälfte in die 1,50 m dicken Betonschichten eingebettet wurde. Um die lotrechten radialen Fugen zwischen benachbarten Staumauerteilen abzusperren, wurde in 15 m Abstand ein Warzenkupferblech eingelassen. In jeder Fuge sind 50 cm weite poröse Drainrohre eingebaut. Hinter diesen Drainrohren befinden sich vertikale 20-cm-Drainrohre, die in Abständen von 3 m durch den Querschnitt verlaufen und von der Sohle bis zum Besichtigungsstollen gehen und von diesem bis zur Krone. Unter dem Besichtigungsstollen gehen zum Zwecke der Sohlendrainage zwischen diesen Rohren noch 10-cm-Rohre bis zur Sohle.

Der Beton wurde gekühlt durch die Verwendung von Wasser und gewaschener Zuschläge. Die mittlere Temperatur des verwendeten Wassers schwankte zwischen 10 und 15° C, mit einem Maximum von 19° C. Die Betonierung wurde bei einer Temperatur von -3° C eingestellt. Heißes Wasser wurde nur verwandt, um die Temperatur des Betons während des kalten Wetters auf 10° C zu bringen.

Der Beton wurde, nachdem er genügend abgebunden hatte, dauernd mit kaltem Wasser besprengt, und zwar alle horizontalen Oberflächen solange bis neuer Beton daraufkam, unabhängig von der Zeit. Die vertikalen Flächen wurden durch perforierte Rohre gesprenkelt. Bei dieser Behandlung des Betons verschwand die Abbindewärme besser als durch eine Auflage von feuchtem Sand. Ferner half sie, die Flächen reinzuhalten. Es wurde mehrfach auch Innenkühlung des Betons angewandt. Diese ist unzweifelhaft ein wichtiges Hilfsmittel bei großen Massivkonstruktionen. Im Beton ohne Innenkühlung stellte man Temperaturen von 38° C fest und mit Innenkühlung 32° C.

Seit 1919 baut man am Skagitfluß. Man hat keine Frostschäden festgestellt, obschon die Mauern Temperaturen von -20° C bis +40° C überstanden haben. [Nach Civil Engineering 18 (1948) Heft 9.]

Dr. Ing. Fritz Orth, Berlin.

Interessante Schwimmdockbauten in den USA.

Das Bauprogramm.

Während des Krieges entstand in den USA das Bedürfnis, Schwimmdocke großer und größter Aufnahmefähigkeit zu beschaffen, die nicht nur in Häfen, sondern auch in mehr oder weniger geschützten Buchten verwendbar und obendrein hochseefähig sein sollten, weil die Notwendigkeit erwartet wurde, sie an den verschiedensten Punkten des pazifischen Ozeans zu verwenden. Im folgen-

den sollen die interessantesten Punkte dieses Schwimmdockbauprogramms kurz beschrieben werden.

Man entschloß sich, große Schwimmdocke zu bauen, die aus einzelnen Sektionen zusammengesetzt werden und in zusammengesetztem Zustande hochseefähig sein sollten. Neben solchen aus Stahl wurde auch je ein Typ aus Holz und ein solcher aus Stahlbeton entwickelt (die in der am Schluß genannten Quelle nicht näher behandelt sind).

Hinsichtlich der Fertigung ergab sich die Schwierigkeit, daß die für den Bau natürlich in erster Linie in Betracht kommenden Seeschiffwerften mit dem Bau von Handelsschiffen überlastet waren. Man erinnert sich des durch den deutschen U-Bootkrieg ausgelösten Handelsschiffbauprogramms (Liberty- und Victoryschiffe), mit dem die beabsichtigten Schwimmdockbauten natürlich kollidieren mußten. Die Ausführung der Docke wurde daher 23 verschiedenen Stahlbauunternehmen übertragen, die über 28 große Werkplätze verfügten; diese lagen verstreut an den Küsten des Golfs von Mexiko, des atlantischen und pazifischen Ozeans, und einige befanden sich sogar tief im Binnenlande, wie z. B. die Pittsburgh Des Moines Steel Co, Pittsburgh (Pennsylvania). Die von dieser Firma hergestellten Docksektionen mußten auf dem Ohio und Mississippi eine Flußreise von 3200 km ausführen und 51 Schleusen passieren. Beim Durchschleusen der Schwimmkörper blieb zwischen diesen und den Schleusenmauern bisweilen nur ein Spielraum von 30 cm auf jeder Seite, und da einige Brücken nicht die nötige Durchfahrthöhe besaßen, mußte man die Seitenkästen der Schwimmdocksektionen zum Teil demontieren.

Die Ausführung des Gesamtprogramms war 1944 vollendet und bei Kriegsende verfügten die USA über 152 Docke von größter Aufnahmefähigkeit (einschließlich der Trockendocke). Die meisten dieser Docke sind mit eigenen Werkstätten und schwimmenden Rohstofflagern ausgestattet; sie können mehrere Monate ohne Nachschub an Lebensmitteln, Brennstoff, Munition, Ersatzteilen und Baumaterial arbeiten.

Vielteilige Schwimmdocke größter Tragkraft für vorgeschobene Stützpunkte.

Die größten Schwimmdocke sind nach ein und demselben Prinzip in zwei verschiedenen Typenserien hergestellt worden, die sich im wesentlichen nur durch ihre Hauptabmessungen unterscheiden. Das größere Modell ist aus 10 gleichen, 77 × 24 m großen Docksektionen zusammengesetzt; jede Sektion kann ein unabhängiges Schwimmdock von 10 000 t Hubkraft bilden. Beim Zusammenbau läßt man zwischen den einzelnen Sektionen 90 cm Zwischenraum, so daß zehn Sektionen eine Gesamtlänge von rd. 248 m ergeben, die noch verlängert werden kann, wenn an jedem Ende eine (displacementfreie) Platt-

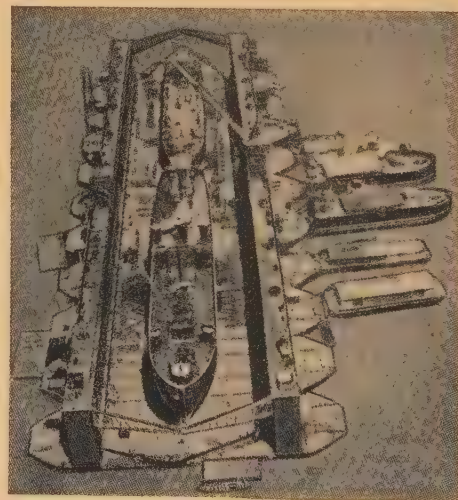


Abb. 1. Großes Schwimmdock von 100 000 t Hubkraft aus zehn Sektionen mit Werkstatt und Vorratpontons.

form angebracht wird. Dann beträgt die Gesamtlänge 280 m bei einer lichten Breite von 48 m auf der Sohle. Von diesem Typ sind vier Docke gebaut worden, die jedes 100 000 t heben können; sie sind folglich in der Lage, die größten überhaupt existierenden Schiffe aufzunehmen oder gleichzeitig zwei weniger große Schiffe.

Das zweite Modell dieser Typenreihe kann 55 000 t heben und besteht aus sieben Sektionen von je 72×30 m Grundfläche; bei 90 cm Zwischenraum zwischen den Sektionen ergibt sich demnach eine Gesamtnutzlänge von 217 m, die wiederum durch Plattformen auf 250 m gebracht werden kann. Die nutzbare Breite beträgt dabei 36 m.

Die Sektionen sind symmetrisch zur Längsachse konstruiert. Ihr Zusammenbau kann am gewünschten Einsatzort auf hoher See ausgeführt werden, wohin die Sektionen also einzeln geschleppt werden können. Zum Zusammenbau verbindet man die Seitenkästen zweier aufeinanderfolgenden Sektionen durch Anschweißen starker Bleche, die auf dem Oberdeck der Seitenkästen und in Höhe der Docksohle in horizontaler Lage, an den Innen- und Außenwänden der Seitenkästen in vertikaler Lage angebracht werden. Die sehr hohen Seitenkästen (Einzelgewicht 400 t) bieten dem Wind eine große Angriffsfläche. Zur Erleichterung des Schleppens über See können sie

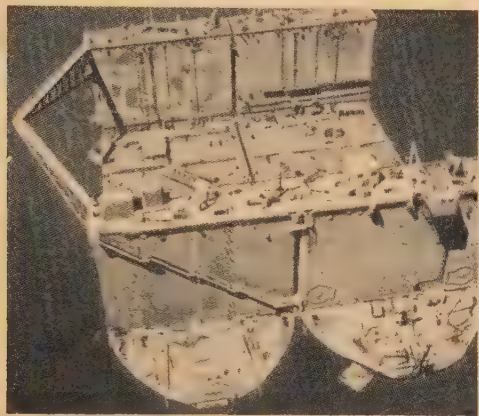


Abb. 2. Zusammenbau der beiden ersten Sektionen für ein Schwimmdock von 100 000 t Hubkraft.

deshalb um eine zur Docklängsrichtung parallele Achse auf die Docksohle umgelegt werden. Auf den Seitenkästen läuft je ein Kran, der bei zusammengebauten Sektionen über die ganze Docklänge verfahren werden kann.

Dreiteilige Schwimmdocke mittlerer Tragkraft.

Dieser Typ besteht aus einer mittleren Sektion von 112,5 m Länge und zwei Endsektionen von 34 bis 38 m Länge. Die Endsektionen können als Schwimmdock für den Mittelteil dienen, umgekehrt kann die mittlere Sektion jedes der beiden Endstücke zum Zweck der Reparatur aufnehmen. Von diesem Docktyp sind drei Varianten mit 14 000, 15 000 und 18 000 t Hubkraft konstruiert worden. Sie besitzen alle eine Nutzbreite von 27 m und eine Länge von 160 m, die wieder durch Plattformen auf 180 m verlängert werden kann. Die Breite über alles beträgt bis 38 m.

Diese Docks waren nur für den Gebrauch auf Seeschiffwerften vorgesehen und hießen deshalb yard floating dock. Sie wurden größtenteils an der atlantischen Küste und am Golf von Mexiko gebaut, doch wurde man sich bald darüber klar, daß man sie vor allem an der pazifischen Küste brauchen würde. Natürlich kam es nicht in Betracht, die Docks zusammengesetzt oder in Teilen durch die Magellan-Straße oder um das Kap Horn zu schleppen. Wegen des in diesen Gegenden fast immer schlechten Wetters würde die Reise ungewöhnlich lange Zeit erfordern haben, ganz abgesehen von der großen Gefährdung der wertvollen Geräte. Man entschloß sich daher, die Schwimmkörper durch den Kanal von Panama zu bringen.

Dieses Unternehmen war sehr schwierig, denn die Schwimmdocks waren breiter als der Kanal. Seine Schleusen und die Enge von Culebra haben nur 33 m Breite. Man griff daher zu dem ungewöhnlichen Ausweg, jede der Docksektionen, die getrennt geschleppt wurden, um ihre Längsachse um 90° so zu drehen, daß sie auf einem der Seitenkästen schwammen. Um dies zu erreichen, benutzte man aus Stahl geschweißte kleine Pontons von $1,5 \times 1,5 \times 2,1$ m Größe. Diese wurden oben auf dem Seitenkasten befestigt, dieser selbst gegen die Docksohle ausgesteift und abgestützt und indem man sodann die aufgesetzten Pontons langsam mit Wasser füllte,

krängte die Docksektion so, daß der vorher horizontale Boden vertikal stand und der vorher vertikale Seitenkasten horizontal auf dem Wasser schwamm. In diesem Zustand besaß die Docksektion einen Tiefgang von 3,15 m; Abb. 3 und 4 zeigen die Phasen dieser schwierigen und nicht ungefährlichen Operation.

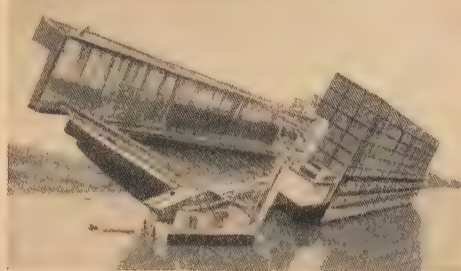


Abb. 3. Krängen eines dreiteiligen Schwimmdocks von 18 000 t Hubkraft; auf einem Seitenkasten sind kleine Pontons zur Aufnahme des Wasserballastes angebracht.

In diesem Zustand wurden die Docksektionen über den ganzen Kanal geschleppt; jedes Krängmanöver dauerte zwei Stunden und wurde nach Passieren des Kanals in umgekehrter Weise durchgeführt, um den Schwimmkörper wieder in seine ursprüngliche Lage zurückzusetzen. Nur einige der in dem eingetauchten Seitenkasten eingebauten Maschinen und Apparate wurden ausgebaut; die übrigen ließ man an ihrem Platz und gab ihnen nur zusätzliche Befestigungen entsprechend der veränderten Angriffsrichtung der Schwerkraft. Für den langen Schleppweg wurde Behelfswohnraum für das Personal auf dem Seitenkasten aufgebaut.

Man hat zahlreiche dreiteilige Schwimmdocks dieses Typs gebaut, der groß genug ist, um alle Handelsschiffe normaler Größe (vor allem auch diejenigen vom Liberty- und Victory-Typ) aufzunehmen. Gegenüber den im vorigen Abschnitt beschriebenen großen, sieben- bis zehnteiligen Docks haben sie den Vorteil einer starren Konstruktion, der sich besonders bemerkbar macht, wenn Unregelmäßigkeiten in der Schiffshaut eine Ungleichmäßigkeit der Gewichtsverteilung auf die Kielstapel bewirken. Der Nachteil dieser Konstruktion liegt darin, daß die Docksektionen, insbesondere die mittlere, bedeutend größer als diejenigen des sieben- oder zehnteiligen Typs sind, so daß das Schleppen über größere Entfernungen mit gewissen Schwierigkeiten verbunden ist.



Abb. 4. Schleppen einer um 90° gekrängten Docksektion im Panama-Kanal an der Enge von Culebra (man beachte die Aussteifungen).

Bemerkenswert ist noch, daß beide beschriebenen Dockarten in gänzlich geschweißter Konstruktion ausgeführt wurden.

Hilfsdocks mit kleinerer Tragkraft.

Für eilige Reparaturen kleinerer Schiffe wurden ferner zwei Typen kleiner Schwimmdocks geschaffen:

Der eine trägt 3500 t bei 150 m Länge und 18 m Nutzbreite; der andere kann 1000 t heben bei 60 m Länge und 13,5 m Nutzbreite. Sie können Schiffe von kleiner oder mittlerer Tonnage aufnehmen und sind auch verwendet worden, um Panzerkampfwagen am Strand von Bord zu bringen. Bei diesen Docks hat man für die Pumpen und Hilfsmaschinen sowie für die Werkzeugmaschinen des Reparaturbetriebes Dieselantrieb gewählt. [Nach Le Génie Civil 124 (1947) S. 205.]

Naumann, Hamburg.

Abbau zweier Brücken in Belutschistan.

Nach umfangreichen Hochwasserschäden entschloß man sich, etwa 75 km der Sind Peshin Strecke der indischen Nordwestbahn zu sperren und alle Brückenträger zu erneuern. Zwei 47 m lange und 156 t schwere Fachwerk-

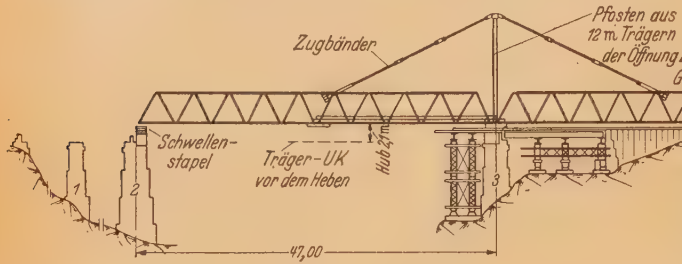


Abb. 1. Kagh High-Brücke.

brücken aus den Jahren 1886/87 mit 5,04 m Hauptträgerabstand führten über tiefe Schluchten; hier erfolgte der Abbau durch Zurückrollen.

Bei der Kagh High-Brücke entfernte man zunächst einen Teil der Fahrbahn, hob die Brücke um 2,1 m und schloß sie dann an eine dahinter als Gegengewicht aufgebaute gleiche Brücke an. Diese Gegengewichtbrücke erstreckte sich über eine 12 m weit gespannte Rampenbrücke und den anschließenden Damm. Die Verbindung der Untergurte beider Brücken geschah durch Verschrauben. Die Mitten der Obergurte wurden durch über Pfeiler geführte Zugbänder aus Flachstahl verbunden. Diese Rückhaltepfosten waren Hauptträger einer ausgebauten 12 m-Brücke und die Zugbänder schon bei einer früheren Montage verwendet worden. Es wurde daher kaum Neumaterial benötigt. Zum Zurückrollen wurden Stahlrollen von 152 mm Durchmesser in 165 mm Mittenabstand auf rd. 1,8 m Länge unter den Rückhaltepfosten angeordnet. Obere und untere Rollbahnen waren je 2 Schienen auf Schwellen unter jedem Hauptträger. Weitere Rollen wurden unter dem mit 20 t Ballast beladenen Ende des Gegengewichtsträgers angeordnet. Die Rampenbrücke mußte, um als Unterlage für die unteren Rollbahnen dienen zu können, durch zwei

Verlegen von 4 weiteren Trägern als Unterlage für die Rollbahn herzurichten. Der mittlere Abstand der so entstehenden Trägergruppen war 2,0 m und auf dieses Maß wurden, um zentrische Belastung beim Verschieben zu erhalten, die Hauptträger der abzubauenen Brücke nach Entfernen der Fahrbahn zusammen- geschoben und dann mit provisorischen Verbänden versehen. Anheben, Anschließen in die Gegengewichtbrücke, die ebenfalls 2,0 m Hauptträgerabstand hatte, Anordnung der Rollen und der dazugehörigen Schienen waren wie bei der Kagh High-Brücke. Wegen des geringen Hauptträgerabstandes mußte jedoch auf gute Verankerung geachtet werden. Ferner wurden zur Führung

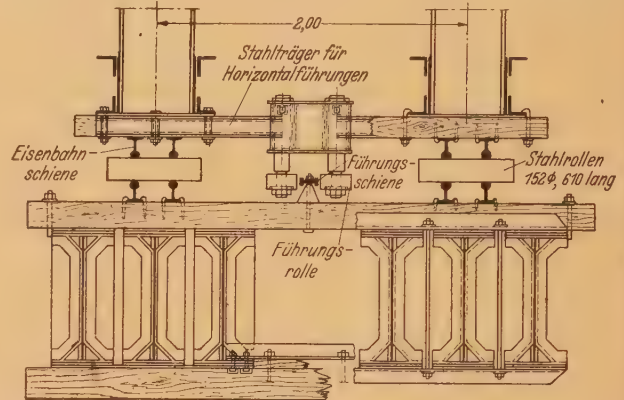


Abb. 3.

beim Verschieben eine mittig auf der Rollbahn liegende Führungsschiene und an den Brücken befestigte horizontale Führungsrollen angeordnet (Abb. 3). Wegen der beschränkten Platzverhältnisse in der Kurve erhielt der Ge-



Abb. 2. Louise-Margaret-Brücke.

weitere Träger und durch zusätzliche Unterstüzungen verstärkt und die Trägergruppen auf 5,04 m Mittenabstand auseinandergerückt werden. Das Zurückziehen geschah durch Seilwinden mit rd. 12 cm/Minute Geschwindigkeit. Wegen eines an die Brücke einschließenden Felseinschnittes mußte die Verschiebung nach 24 m Weg unterbrochen und zunächst das Ende des Gegengewichtsträgers abgebrochen werden. Für die weitere Verschiebung wurden Rollen unter der Mitte des zu entfernenden Trägers angebracht (Abb. 1).

Bei der Louise-Margaret-Brücke (Abb. 2) waren die Verhältnisse etwas anders. Die Rampenbrücken von 12 m Spannweite lagen in einer Kurve. Es war jedoch möglich, zwei dieser Brücken durch Querverschieben auf den Pfeilern in eine Gerade zu bringen und sie durch



Abb. 4.

gegengewichtarm zwei Felder weniger als die auszubauende Brücke und 35 t Ballast (Abb. 4). Der Abbruch mußte aus dem gleichen Grunde in vier Etappen erfolgen (Abb. 5).

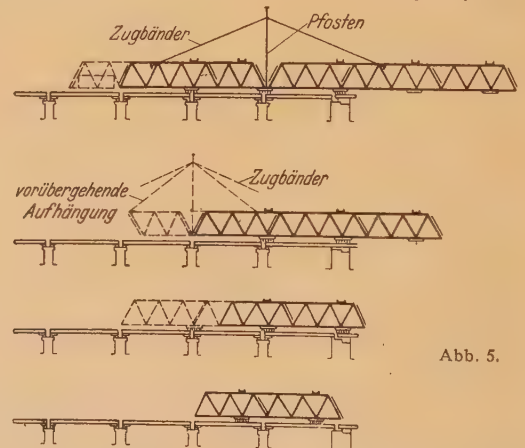


Abb. 5.

Die ausgebauten, für den Eisenbahnverkehr zu schwachen Brücken finden als Straßenbrücken weitere Verwendung. (Nach Journal of the Institution of Civil Engineers, Nr. 1. 1947-48, Nov. 1947.)

K. H. Seegers, Wiesbaden.

Straßenbrücke über den Ganges
bei Kalkutta.

Über einen der Arme des Ganges, genannt Houghi, führte seit 1874 eine Pontonbrücke, die 1943 durch eine Gerberbalkenbrücke von bemerkenswerten Abmessungen

Konsolen außerhalb der Aufhängungen. An den Bordschwellen sind beiderseits je 3 m breite Streifen für den Verkehr von landesüblichen Fahrzeugen mit tierischer oder menschlicher Zugkraft eingerichtet, die eine besondere Fahrbahnbefestigung aus Gußeisenplatten erhielten. Die

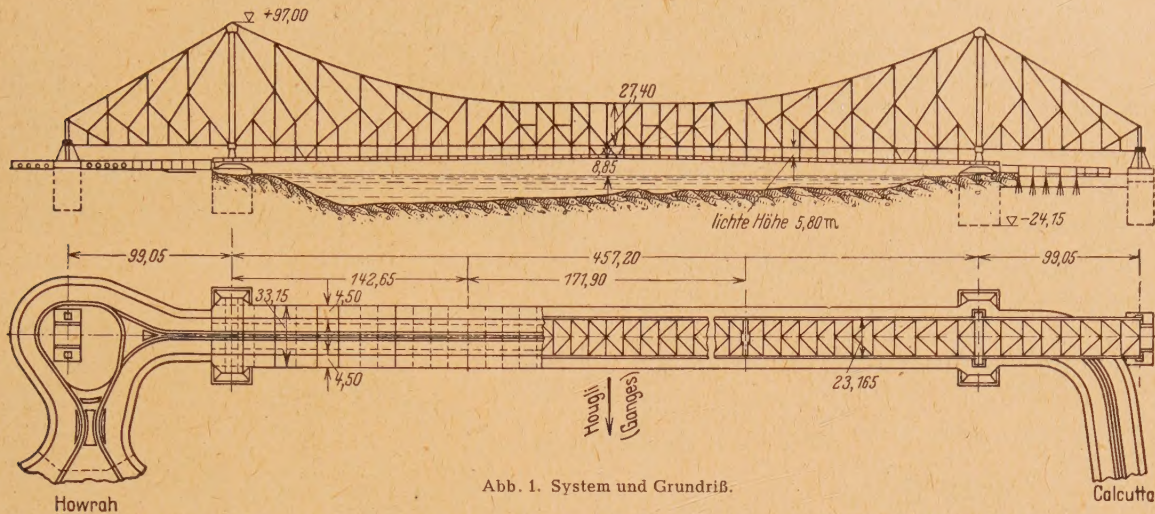


Abb. 1. System und Grundriß.

und eigenartiger Fahrbahnkonstruktion ersetzt wurde. Das statische System der neuen Brücke und die Grundrißanordnung sind aus Abb. 1 zu entnehmen.

landesüblichen Fahrzeuge mit tierischer und menschlicher Zugkraft waren überhaupt weitgehend für die ganze Anlage bestimmend; da diese Fahrzeuge nämlich im allgemeinen keine Bremsen besitzen, durfte die größte Steigung mit Rücksicht auf sie den Wert von 2,5 % nicht überschreiten. Die Hauptfahrbahn besteht aus einer Stahlbetonplatte mit 5 cm Verschleißschicht, die Fußwege sind mit 7,5 cm dicken Betonplatten abgedeckt. Die lichte Höhe über der Fahrbahn beträgt 5,8 m.

Die Entfernung zwischen den Fahrbahnaufhängungen ist in der Nähe der Pylonen = 13,03 m und im mittleren Teil der Stromöffnung 10,74 m. Die Fahrbahnplatte ist an den beiden Hauptpfeilern in waagerechter Richtung verankert.

Die Stiele der Pylonen sind gegeneinander geneigt, ihre Mittelentfernung beträgt am Fuß 29,15 m, am Kopf

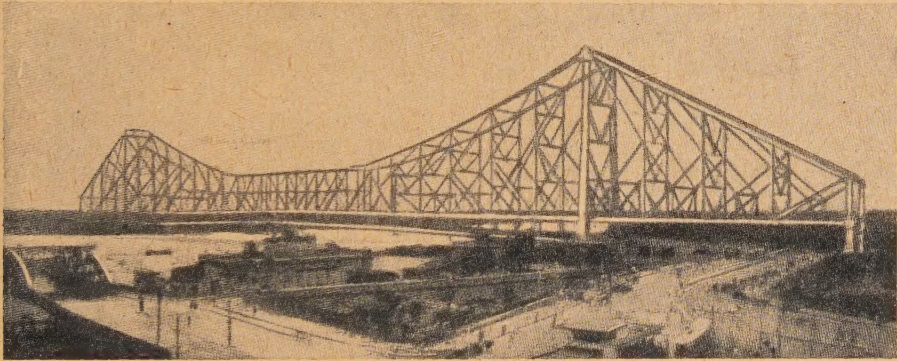


Abb. 2. Ansicht und Auffahrt am linken Ufer.

Die örtlichen Verhältnisse machten es unmöglich, die Fahrbahn wie üblich an den Brückenenden zwischen die beiden Hauptträgerwände einzuführen. Die Straße biegt auf beiden Ufern mit ziemlich scharfen Krümmungshalbmessern ab, vgl. den Grundriß in Abb. 1. Die Fahrbahnplatte liegt deshalb nicht zwischen den Hauptträgern, sondern sie ist auf die Länge der mittleren Öffnung auf 457 m Weite unter dem Brückentragwerk aufgehängt. In den 99 m weit gespannten Ankerarmen der Brücke besteht dagegen keine Verbindung zwischen der Fahrbahn und den Hauptträgern. Die Fahrbahnkonstruktion stützt sich dort, soweit erforderlich, unabhängig vom Haupttragwerk auf besondere kleine Träger und besondere kleine Pfeiler. Auf dem rechten Ufer ist die Straßenbahn in einer Schleife um den Verankerungspfeiler herumgeführt. Da der Bahnhof Howrah in unmittelbarer Nähe der Brücke liegt, endet ein großer Teil des Straßenbahnverkehrs vor der Brücke, so daß die eigenartige Grundrißanordnung für das Wenden vorteilhaft war.

In der Stromöffnung ist die Fahrbahn zwischen den Bordschwellen 21,335 m breit, so daß 8 Verkehrsspuren vorhanden sind, die beiden Straßenbahngleise liegen in Fahrbahnmitte. Die je 4,5 m breiten Fußwege liegen auf

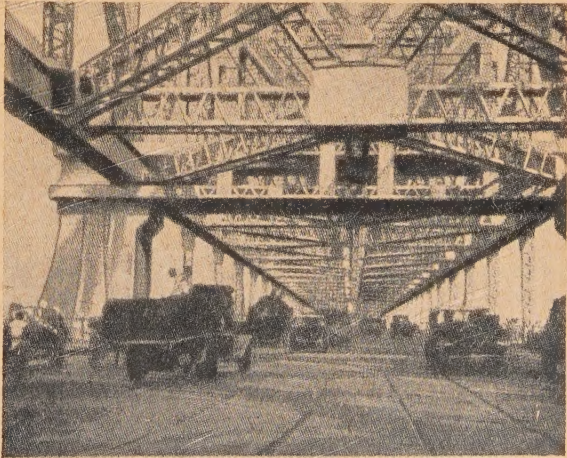


Abb. 3. Fahrbahn in der Stromöffnung.

ist sie gleich dem Hauptträgerabstand 23,165 m. Die Vergitterung zwischen den Pylonenstielen ist auf der Abb. 2 zu erkennen. Die Verankerungen an den Hauptträgern sind verstellbar, so daß die Höhenlage der Brücke, falls notwendig, in gewissen Grenzen geändert werden kann.

Die Hauptträger der Brücke wurden (einschließlich des mittleren Einhängerträgers) von den beiden Seiten her als Kragarme vorgebaut, und zwar mit Hilfe von Kranen, die auf dem Obergurt liefen. Die statisch vorausgesetzte Beweglichkeit des mittleren Einhängerträgers wurde nachträglich mit Hilfe von hydraulischen Pressen hergestellt.

Als Rostschutz hatte man ursprünglich einen Zinküberzug in Aussicht genommen, der nach Sandstrahlentrostung auf die Stahlkonstruktion aufgespritzt werden sollte (Sherardisation). Da der Krieg die Beschaffung der dafür erforderlichen Stoffe unmöglich machte, wurde der übliche Farbanstrich ausgeführt.

Die Brücke wurde durch die Cleveland Bridge and Engineering Co Ltd. in Darlington (England) gebaut. Es ist bemerkenswert, daß von dem Gesamtstahlverbrauch von 26 500 t, der weitaus größte Teil, nämlich 23 500 t aus indischer Erzeugung stammt und auch in einheimischen Werkstätten in Kalkutta verarbeitet wurde. Rund

3000 t Stahlkonstruktion, darunter Gelenke, Knotenbleche usw. wurden aus England eingeführt. Aus England kamen

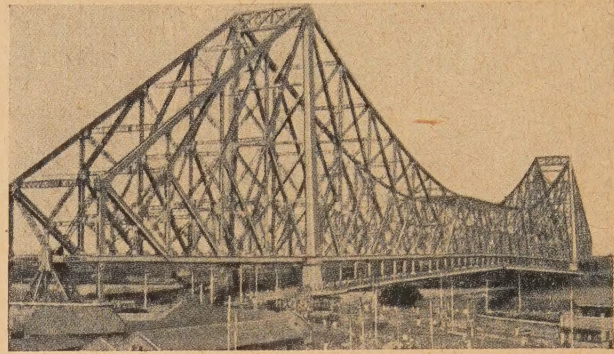


Abb. 4.

ferner noch rund 2500 t Baugeräte, insbesondere Krane. [Nach „Le Génie Civil“ 125 (1948) S. 101.]

Ferd. Schleicher, Berlin.

Persönliches.

Emil Probst.

Emil Probst wurde am 10. Oktober 1877 geboren, absolvierte in Wien das Gymnasium und studierte anschließend das Bauingenieurfach an der Wiener Technischen Hochschule. Nach seinem Hochschulstudium ging P. ins Ausland, betrieb 1903 in Paris ein spezielles Studium des Eisenbetonbaues, war 1904 als Ingenieur in USA tätig und 1905—1906 Assistent von Schüle in Zürich. Danach ließ er sich in Berlin als Zivilingenieur nieder, promovierte 1908 und habilitierte sich 1911 an der TH. Berlin. Am Kriege 1914—1918 nahm P. als Landwehr-Pionier-Offizier teil. 1916 wurde er als Ordinarius für Eisenbetonbau an die Technische Hochschule Karlsruhe berufen und begründete 1919 dort das Institut für Beton- und Eisenbetonbau. Im Jahre 1933 wurde er von der Hitler-Regierung des Amtes enthoben und emigrierte 1938 nach England. Dort wurde er 1939 Mitglied der Institution of Civil Engineers, London, hielt 1943—1945 Vorlesungen an der Ingenieur-Fakultät der Universität Bristol und ist seit 1945 Mitarbeiter in der Forschungsabteilung des Bautenministeriums (Ministry of Works).

Diese Daten schließen ein reiches Leben als Forscher und Ingenieur ein.

Von der Veröffentlichung seien zunächst seine weitverbreiteten Bücher genannt:

Die „Vorlesungen über Eisenbeton“ in zwei Bänden, erschienen in zwei Auflagen.

Die „Grundlagen des Beton- und Eisenbetonbaus“, auch in englischer Übersetzung erschienen.

In zahlreichen Aufsätzen hat Probst, oft in richtungsweisender Art, Einzelprobleme behandelt: Seine Doktordissertation über „Einfluß der Armatur auf die Rissbildung bei Eisenbetonbalken“ stellte ihn in jungen Jahren in die Reihe der bedeutenden Forscher und zeigt schon die Eigenart seiner wissenschaftlichen Auffassung: Die Beobachtung der Konstruktion steht an erster Stelle; die Rechnung, deren Grundlagen im Eisenbetonbau stets nur mit Näherung erfaßbar sind, führt bei P. nie ein Eigenleben, sondern wird stets durch den Versuch und die Beobachtung gelenkt und überprüft.

Messungen an Bauwerken z. B. Staumauern und Pilzdecken, bei denen er überzeugend nachwies, daß vorwiegend Dehnungsmessungen im Verein mit Elastizitätsmessungen Aufschluß über das Verhalten des Tragwerks geben.

Forschungsarbeiten in seinem Institut über Fragen der Betontechnologie, Wasserdichtigkeit von Beton, Einfluß wiederholter Belastungen, Fragen des Betonstraßenbaues u. v. a. zeigten P. stets in der Front der Forschung.

Weit über die Grenzen Deutschlands als Wissenschaftler und Ingenieur anerkannt, führten ihn vielfache Reisen ins Ausland, so 1932 in die USA, 1929 zur Weltkrafttagung und zum Internationalen Ingenieurkongreß nach Tokio mit Vorlesungen an japanischen und chinesischen Universitäten; zweimal war P. in Rußland, 1929 als Delegierter des VDI bei der Tagung für Technik und Kultur in Moskau, 1934 zu Vorlesungen in Moskau. Er erhielt 1928 die Bronzemedaille der Institution of Structural Engineering in London und wurde 1929 Ehrenmitglied der Society of Arts and Science, Boston.

Seine Interessen galten aber nicht nur seinem Fachgebiet, sondern als Hochschullehrer aus Berufung beschäftigte er sich mit den Aufgaben und den Zielen der Hochschule schlechthin und der Ausbildung des Nachwuchses. Zu diesen Fragen Stellung zu nehmen, war er auch wegen seines weltweiten Blickes der richtige Mann. In seinem Rektoratsjahr 1927 war er Diskussionsleiter bei der Beratung mit der Industrie über Hochschulreform.

Sein Bild als Hochschullehrer wäre unvollständig, wenn nicht seiner menschlichen Einstellung zu den Studenten gedacht würde. Auch nach dem ersten Weltkriege waren die materiellen und die seelischen Nöte der Studenten groß. Nach Kräften versuchte Probst aus menschlicher Anteilnahme heraus zu helfen. Viele Jahre war er der Vertreter der Professorenschaft im Karlsruher Studentenwerk, und hauptsächlich seiner Initiative und seinem hingebenden Eifer waren die vorbildlichen Einrichtungen der Studentenschaft, wie Studentenhaus, Stadion, mensa zu verdanken.

Mit seinen Mitarbeitern war er nicht nur durch die Arbeit, sondern in ebenso hohem Maße durch wechselseitiges Vertrauen verbunden. Auf diese Weise nahmen seine Schüler regen Anteil an seinen wissenschaftlichen Arbeiten.

Der BAUINGENIEUR entbietet seinem Begründer und langjährigem Schriftleiter zum Neuerscheinen nach dem Kriege seine herzlichen Grüße und Wünsche.

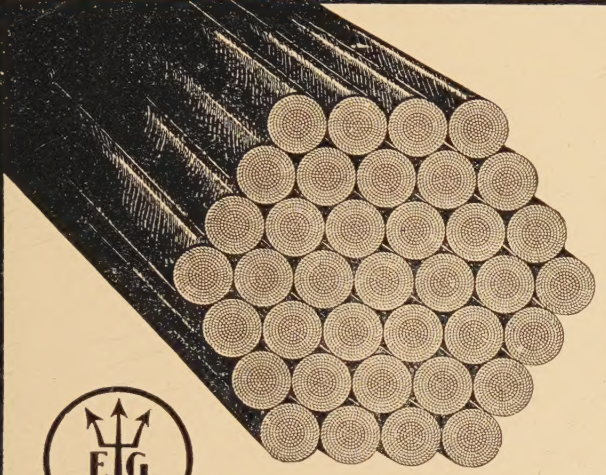
A. M e h m e l, Darmstadt.

NORDDEUTSCHER EISENBAU

G. M. B. H.

WILHELMSHAVEN

STAHLBAUTEN aller ART
genietet oder geschweißt



**TRAGSEILE FÜR
HÄNGEBRÜCKEN**
SEILE FÜR SPANNBETON
(bisher bis 104^m/m Ø geliefert)
flache, tordierte NEPTUN-
Stahlsaitenbeton-Drähte
mit höchster Haftfähigkeit (DRGM.)

FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN UND STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM

Zwei wichtige Fachbücher

Bauingenieur Johann Gödderz

Statofix

Bemessungsverfahren für Träger, Balken und Stützen
aus Holz und Stahl

2. neubearbeitete und erweiterte Auflage 1949

48 Seiten mit 21 Tabellen

Preis DM 3.50

Das statische Rechnen wird durch die Anwendung des Statofix-Verfahrens auch dem Ungeschulten ermöglicht, da es wesentliche Erleichterungen und Vereinfachungen enthält. In der Neuauflage sind die neuesten Vorschriften verarbeitet. Sie enthält 21 Profiltabellen mit 90 Belastungsarten, davon 60 mit Durchbiegungswerten.

Vom gleichen Verfasser erscheint neu:

Die gewendelte Treppe

24 Seiten mit 22 Tabellen

Preis DM 2.—

Ein Tabellenbuch für jeden Architekten und Bauhandwerker, das die gezogenen Stufenmaße für gewendelte Treppen enthält, zusammengestellt für 147 Fälle mit genauen Maßangaben, die in den Zeichnungen der Architekten wie auch in der Werkstatt ohne geometrische Vorkonstruktionen verwendet werden können; ferner die Bestimmung der Stufenzahl und Steigerungsverhältnisse für Geschoßhöhen von 1,935 — 3,325 m.

WESTDEUTSCHER VERLAG, KÖLN UND OPLADEN

OPLADEN, OPHOVENER STRASSE 1-3

DIE STATIK IM STAHLBETONBAU

Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik

Von

Dr.-Ing. Kurt Beyer

ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden

Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage · Berichtigter Neudruck

Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften

XII, 804 Seiten. 1948. Halbleinen DMark 66,—

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

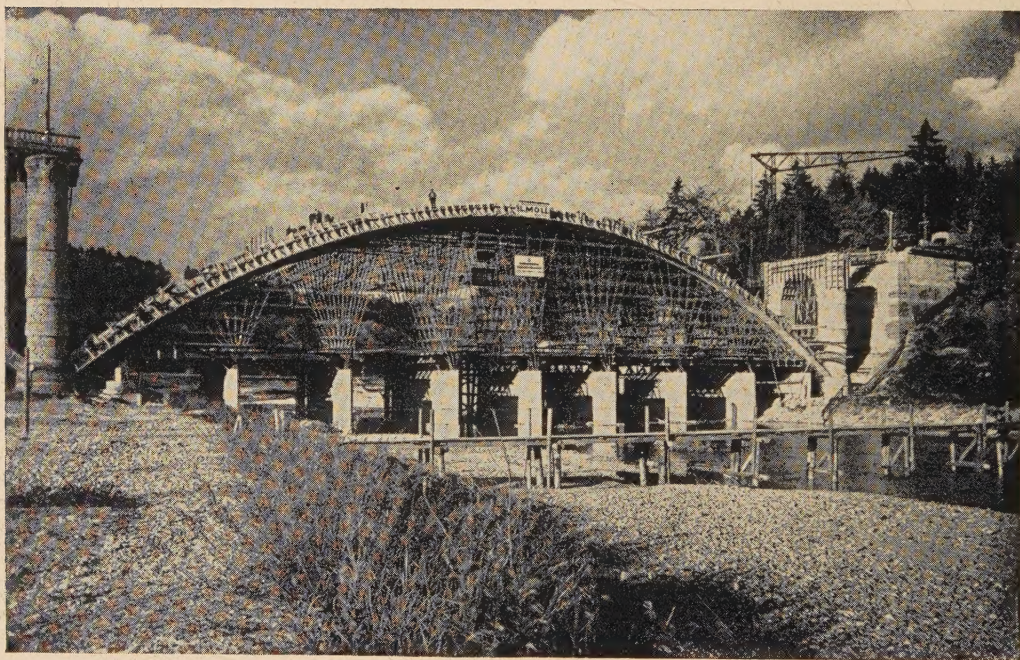
Wir erstellen und vermieten

STAHLROHRGERÜSTE

für alle vorkommenden Verwendungszwecke
und Belastungen

bestehend aus nahtlosen Stahlrohren hoher Festigkeit
und patentierten Mannesmann - Kupplungskörpern

Für Neubauten, Umbauten, Ausbesserungen
Zur Einrüstung von Häusern, Kirchen, Türmen,
Hochhäusern in beliebiger Höhe und Anordnung
Für Innenrüstungen, Tribünenbau und Hallenbau
Als Montagegerüste und Schalungsgerüste
Als Lehrgerüste für Brücken



Bau der Isarbrücke Grünwald (70 m Spannweite) mit Mannesmann - Stahlrohrgerüsten



ROHRBAU MANNESMANN G.M.B.H.
DÜSSELDORF · BLEICHSTRASSE 16/18 · FERNRUF 2 52 45